

# **REABILITAÇÃO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO DO CAVALETE DE S. VICENTE**

**PEDRO MIGUEL MIRANDA DIAS**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

---

Coorientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

JUNHO DE 2019

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2019**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmãos

*Believe you can and you're halfway there*

*Theodore Roosevelt*





## **AGRADECIMENTOS**

O fim desta dissertação é, também, o fim do meu percurso académico. É, por isso, o momento de agradecer a todas as pessoas que me ajudaram e apoiaram neste caminho, porque um só agradecimento não basta.

Em primeiro lugar, agradeço à minha família. Aos meus pais e irmãos, aos quais não consigo transmitir por palavras tudo aquilo que fizeram e continuam a fazer por mim. A eles, o meu mais sincero e profundo agradecimento por me terem proporcionado esta oportunidade, acompanhando-me e garantindo todas as condições necessárias para que tudo isto fosse possível. A vocês, pais, um terno obrigado.

Ao Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes pela oportunidade, disponibilidade e orientação durante toda a dissertação e ao Professor Doutor Mário Pimentel pelo contributo técnico e fornecimento de informação relativa ao caso de estudo.

Ao amigo e Eng.º Nelson Bouça Nova, por todo o apoio facultado ao longo do meu percurso académico e, essencialmente, ao longo desta dissertação, sobretudo pela contribuição e reflexão crítica proporcionada.

Ao Marcelo e à Sofia, por estarem sempre presentes ao longo deste percurso, por todas as memórias que levo comigo, mas acima de tudo pela amizade que muito prezo.

À Andreia, ao Francisco, ao Júlio, à Milene e ao Nuno, e a todos os meus amigos, que especialmente partilharam estes últimos anos comigo e que jamais esquecerei por todo o apoio que transmitiram.

*Pedro Dias*

*25 de junho de 2019*



## **RESUMO**

A presente dissertação aborda as estruturas de betão armado antigas, apontando formas de avaliação do seu estado de conservação e das condições de segurança, nomeadamente dos danos e dos mecanismos de degradação associados, e soluções de intervenção. Para isso, utiliza como caso de estudo o Cavalete de S. Vicente, localizado no concelho de Gondomar. Trata-se de uma estrutura construída em 1935 e classificada como Monumento de Interesse Público.

A dissertação inicia com uma breve descrição cronológica da utilização do betão nas construções, desde as primeiras patentes até às primeiras obras de betão pré-esforçado, de forma a enquadrar o caso de estudo nas construções antigas de betão armado em Portugal. Em seguida, apresenta os resultados da modelação numérica do Cavalete de S. Vicente para avaliar se a estrutura, nas condições iniciais da sua construção, ou seja, sem danos, cumpria os requisitos regulamentares que se encontram atualmente em vigor.

Após a verificação de segurança realizou-se a avaliação e diagnóstico do estado de conservação do Cavalete. Neste contexto, são apresentados os problemas detetados durante a inspeção visual realizada ao caso de estudo e os resultados de ensaios de diagnóstico anteriormente efetuados para análise dos elementos estruturais, nomeadamente para caracterização da resistência e durabilidade da estrutura em causa. Estas ações permitiram concluir que o Cavalete apresenta um elevado estado de degradação material que reduz significativamente a sua capacidade resistente face à estrutura originalmente construída. Posto isto, são descritas medidas de reparação dos elementos estruturais e de reforço.

**PALAVRAS-CHAVE:** reabilitação, betão armado, cavalete, degradação, reforço estrutural.



## ABSTRACT

The present dissertation deals with old reinforced concrete structures, pointing out ways of evaluating their conservation status and safety conditions, namely damage and associated degradation mechanisms, and intervention solutions. For this, the *Cavalete de S. Vicente*, a structure located in the municipality of *Gondomar*, Portugal, built in 1935 and classified as Public Interest Monument, is used as case study.

The dissertation begins with a brief chronological description of the use of reinforced concrete in buildings, from the first patents to the first construction using prestressed concrete, in order to frame the case study to the old constructions of reinforced concrete in Portugal. Afterwards, it presents the results of the numerical modeling of the *Cavalete de S. Vicente* to evaluate if the structure, when it was built, i.e. without damage, complied with the regulatory requirements that are currently in force.

After the safety check, the evaluation and diagnosis of the state of conservation of the *Cavalete* was carried out. In this context, the problems detected during the visual inspection carried out in the case study are presented, as well as the results of diagnostic tests previously performed to analyze the structural elements, namely to characterize the strength and durability of the structure. These actions allowed concluding that the *Cavalete* presents high material degradation that significantly reduces its resistant capacity against the structure originally constructed. Therefore, measures for structural repair and strengthen, elements are described.

**KEYWORDS:** rehabilitation, reinforced concrete, *cavalete*, degradation, structural reinforcement.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>I</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>V</b>
<b>1.INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIAS DE TRABALHO .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
<b>2.BETÃO ARMADO .....</b>	<b>3</b>
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO.....	3
2.1.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.1.2. AS PRIMEIRAS PATENTES.....	4
2.1.3. DESENVOLVIMENTO DO BETÃO ARMADO .....	7
2.1.4. AS PRIMEIRAS OBRAS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO.....	8
2.2. DEGRADAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO .....	8
2.2.1. INTRODUÇÃO .....	8
2.2.2. DETERIORAÇÃO DO BETÃO .....	8
2.2.2.1. Origem Biológica .....	9
2.2.2.2. Origem Física .....	9
2.2.2.3. Origem Química .....	10
2.2.3. CORROSÃO DAS ARMADURAS.....	11
2.2.3.1. Ataque dos Cloretos.....	11
2.2.3.2. Carbonatação .....	11
<b>3.CASO DE ESTUDO.....</b>	<b>13</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	13
3.2. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA .....	14
3.2.1. ENQUADRAMENTO .....	14
3.2.2. LOCALIZAÇÃO DO POÇO DE S. VICENTE .....	15
3.2.3. INTERVENÇÕES EFETUADAS AO CAVALETE.....	16
3.2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL DO CAVALETE DE S. VICENTE .....	18
3.3. MODELAÇÃO.....	20
3.3.1. INTRODUÇÃO .....	20
3.3.2. REQUISITOS REGULAMENTARES .....	21

3.3.3. MATERIAL E LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO .....	21
3.3.4. OPÇÕES ESTRUTURAIS E DE MODELAÇÃO.....	23
3.3.5. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES .....	24
3.3.5.1. Ações Permanentes .....	24
3.3.5.2. Ações Variáveis.....	24
3.3.5.3. Ações Acidentais .....	27
3.3.6. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES.....	33
<b>3.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA .....</b>	<b>34</b>
3.4.1. INTRODUÇÃO .....	34
3.4.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	35
3.4.2.1. Viga V-IV-2 .....	35
3.4.2.2. Escora .....	38
3.4.2.3. Pilar P1-I.....	42
<b>4.AVALIAÇÃO E DIAGNÓSTICO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO.....</b>	<b>47</b>
<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2. IDENTIFICAÇÃO DAS ANOMALIAS.....</b>	<b>47</b>
4.2.1. INTRODUÇÃO .....	47
4.2.2. RECOBRIMENTO.....	48
4.2.3. CORROSÃO DAS ARMADURAS .....	48
4.2.4. DELAMINAÇÃO/DESTACAMENTO DO BETÃO .....	49
4.2.5. MANCHAS.....	50
<b>4.3. ENSAIOS DE DIAGNÓSTICO .....</b>	<b>50</b>
4.3.1. INTRODUÇÃO .....	50
4.3.2. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA .....	51
4.3.2.1. Ensaio Esclerométrico.....	51
4.3.2.2. Carotagem do Betão .....	52
4.3.2.3. Ensaio de Detecção das Armaduras.....	53
4.3.2.4. Ensaios com Recurso a Ultrassons .....	54
4.3.3. ENSAIOS DE DURABILIDADE .....	54
4.3.3.1. Profundidade de Carbonatação .....	54
4.3.3.2. Levantamentos Termográficos .....	55
<b>5.INTERVENÇÃO .....</b>	<b>57</b>
<b>5.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>57</b>
<b>5.2. MEDIDAS DE REPARAÇÃO.....</b>	<b>57</b>



5.2.1. REMOÇÃO DO BETÃO DETERIORADO.....	57
5.2.2. PREPARAÇÃO DAS SUPERFÍCIES A REPARAR.....	58
5.2.3. LIMPEZA E TRATAMENTO DAS ARMADURAS.....	58
5.2.4. SELEÇÃO E APLICAÇÃO DO MATERIAL DE REPARAÇÃO.....	59
5.2.5. IMPERMEABILIZAÇÃO DAS SUPERFÍCIES.....	60
<b>5.3. MEDIDAS DE REFORÇO ESTRUTURAL .....</b>	<b>61</b>
5.3.1. ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES .....	61
5.3.1.1. Encamisamento de Secções com Betão Armado.....	61
5.3.1.2. Encamisamento de Secções com Chapas Metálicas .....	63
5.3.1.3. Encamisamento de Secções com materiais compósitos de FRP.....	66
5.3.2. REFORÇO POR ADIÇÃO DE ARMADURAS EXTERIORES .....	68
5.3.2.1. Reforço por Colagem de Chapas Metálicas .....	68
5.3.2.2. Reforço por colagem de FRP .....	72
<b>5.4. APLICABILIDADE DAS MEDIDAS DE INTERVENÇÃO AO CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>74</b>
<b>6 SÍNTESE, CONCLUSÕES E PROCEDIMENTOS COMPLEMENTARES.....</b>	<b>77</b>
6.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES .....	77
6.2. PROCEDIMENTOS COMPLEMENTARES .....	78
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>79</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>81</b>
A1 .....	83
A2 .....	85
A3 .....	93



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ponte de Vila Formosa, na N369 (a) e o Templo de Évora (b) .....	4
Figura 2.2 – Barco de Lambot, primeira construção de betão armado em 1848 (a) e primeira ponte em arco de betão armado, de Monier, em 1875 (b) (Appleton, 2013).....	4
Figura 2.3 – Sistema Hennebique de betão armado (Appleton, 2013).....	5
Figura 2.4 – Armadura transversal junto à face inferior da viga (Appleton, 2013) .....	6
Figura 2.5 – Edifício de Moagem do Caramujo (a) e Ponte de Sejães na EN333-3 (b).....	6
Figura 3.1 – Cavalete de São Vicente – fotografia de Júlio Carvalho (2016) .....	14
Figura 3.2 – Elementos de construções conhecidas como Cavaletes – adaptado Miranda et al. (1996) .....	15
Figura 3.3 – Localização do Poço de S. Vicente – adaptado de Almeida (1940).....	15
Figura 3.4 – Posicionamento do poço de S. Vicente relativamente às camadas de carvão – adaptado de Almeida (1940) .....	16
Figura 3.5 – Cavalete de madeira que equipava o poço de S. Vicente – Miranda et al. (1996) .....	17
Figura 3.6 – Corte transversal do Cavalete de S. Vicente – adaptado de Almeida (1940) .....	18
Figura 3.7 – Sapata contínua do cavalete à volta do poço de S. Vicente – adaptado de Almeida (1940) .....	20
Figura 3.8 – Vista global da estrutural real (a) e do modelo numérico, realizado em “Autodesk Robot Structural Analysis” (b) .....	21
Figura 3.9 – Nomenclatura dada nas plantas estruturais (a) e no modelo numérico para o nível I (b) .....	22
Figura 3.10 – Perfil de pressão dinâmica e altura de referencia $z_e$ em função de $h$ e $b$ – adaptado da NP EN 1991-1-4 (2010).....	26
Figura 3.11 – Configuração do espectro de resposta elástica – adaptado da NP EN 1998-1 (2010)..	28
Figura 3.12 – 1º modo de vibração com $f=1,60$ Hz – adaptado do <i>Robot Structural Analysis</i> .....	32
Figura 3.13 – 2º modo de vibração com $f=2,28$ Hz – adaptado do <i>Robot Structural Analysis</i> .....	32
Figura 3.14 – 3º modo de vibração com $f=2,48$ Hz – adaptado do <i>Robot Structural Analysis</i> .....	32
Figura 3.15 – 4º modo de vibração com $f=3,19$ Hz – adaptado do <i>Robot Structural Analysis</i> .....	32
Figura 3.16 – 5º modo de vibração com $f=3,23$ Hz – adaptado do <i>Robot Structural Analysis</i> .....	33
Figura 3.17 – Identificação da Viga V-IV-2 – <i>Robot Structural Analysis</i> .....	35
Figura 3.18 – Corte representativo das armaduras detetadas nas vigas .....	36
Figura 3.19 – Ábaco 13 referente à flexão composta com secção retangular e duplamente armada – adaptado de Monteiro, Lima e Mun (1999) .....	36
Figura 3.20 – Identificação da Escora – <i>Robot Structural Analysis</i> .....	39
Figura 3.21 – Corte representativo das armaduras detetadas na Escora .....	39

Figura 3.22 – Ábaco 11 referente à flexão composta com secção retangular e duplamente armada – adaptado de Monteiro, Lima e Mun (1999) .....	40
Figura 3.23 – Identificação do Pilar P1-I – <i>Robot Structural Analysis</i> .....	42
Figura 3.24 – Corte representativo das armaduras detetadas no Pilar P1-I .....	43
Figura 3.25 – Ábaco 55 referente à flexão desviada com secção retangular – adaptado de Monteiro, Lima e Mun (1999) .....	44
Figura 4.1 – Recobrimento insuficiente (a) e elevada porosidade (b) .....	48
Figura 4.2 – Corrosão da armadura com perda de secção .....	49
Figura 4.3 – Destacamento do betão nas arestas dos pilares (a) e (b) e nas faces inferiores das vigas (c) e delaminação do betão em laje (d) .....	50
Figura 4.4 – Manchas nas faces inferiores da viga (a) e laje (b) .....	50
Figura 4.5 – Ensaio de avaliação da resistência superficial do betão em pilares com o esclerómetro de Schmidt – adaptado de Figueiras, Fiúza e Leite (2016) .....	52
Figura 4.6 – Exemplo da extração de carotes em estruturas de betão armado – adaptado de Félix (2016) .....	53
Figura 4.7 – Exemplos de equipamentos utilizados para a deteção de armadura – Hilti PS50 Multidetector .....	53
Figura 4.8 – Avaliação da profundidade de carbonatação com base numa solução aquosa de fenolftaleína, num pilar – adaptado de Figueiras, Fiúza e Leite (2016) .....	55
Figura 5.1 – Remoção do betão deteriorado localizado na superfície (a) e atrás das armaduras (b) – adaptado de Silva (2001) .....	58
Figura 5.2 – Preparação das superfícies a reparar – adaptado de Silva (2001) .....	58
Figura 5.3 – Limpeza (a) e tratamento das armaduras (b) – adaptado de Silva (2001) .....	59
Figura 5.4 – Colocação da argamassa manualmente (a), com recurso à projeção a baixa energia (b), injeção com ou sem colocação prévia de agregados (c) e com betão projetado (d) – adaptado de Silva (2001) .....	60
Figura 5.5 – Colocação de uma pintura de impermeabilização – adaptado de Silva (2001) .....	60
Figura 5.6 – Espessura mínima de material a betonar – adaptado de Sousa (2008) .....	62
Figura 5.7 – Reforço de vigas à flexão (a), à flexão e esforço transversal (b) e (c) – adaptado de (Gomes e Appleton) .....	63
Figura 5.8 – Reforço de pilares com recurso a conector (a), barra metálica (b), estribo embebido (c), a um furo (d), a cantoneira e barra metálica (e) e a cantoneira com bucha (f) - adaptado de Gomes e Appleton (1997) .....	63
Figura 5.9 – Pilar retangular com chapas metálicas de reforço (a) e pilar circular com tubo metálico de reforço (b) – adaptado de Sousa (2008) .....	64
Figura 5.10 – Efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta – adaptado de Sousa (2008) .....	64
Figura 5.11 – Encamisamento de pilares com chapas metálicas – adaptado de Sousa (2008) .....	65

Figura 5.12 – Encamisamento total do pilar com chapas soldadas nas extremidades (a), ligadas por parafusos nos cantos (b), fixas ao betão por buchas químicas (c), encamisamento parcial tipo 1 (d) e encamisamento parcial tipo 2 (e) – adaptado de Bento e Rodrigues (2003) .....	66
Figura 5.13 – Reforço de pilares com mantas (a) e fios de FRP (b) – adaptado de Rodrigues (2005) .....	67
Figura 5.14 – Diagramas de tensão-deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento – adaptado de Bento e Rodrigues (2003) .....	67
Figura 5.15 – Influência da secção no desempenho dos pilares confinados com FRP – adaptado de Bento e Rodrigues (2003) .....	68
Figura 5.16 – Reforço de vigas à flexão por colagem de armaduras metálicas sem bucha metálica (a) e com bucha metálica (b) – adaptado de Sousa (2008) .....	69
Figura 5.17 – Solução mais recorrente da disposição de armaduras (a): execução quando a área de armadura de reforço é elevada (b) e solução a evitar devido à fendilhação nos cantos (c) – adaptado de Sousa (2008) .....	70
Figura 5.18 – Reforço de vigas ao esforço transversal por colagem de armaduras metálicas sem bucha metálica (a) e com bucha metálica (b) – adaptado de Sousa (2008) .....	70
Figura 5.19 – Solução construtiva com recurso a cantoneira fixa à face inferior da laje por intermédio de buchas e chapa metálica, contínua em toda a face da viga (a) e cantoneira fixa à face inferior da laje por intermédio de buchas, ligada ao nível da face inferior da laje por barras metálicas e chapas metálica descontínua (b) – adaptado de Sousa (2008) .....	71
Figura 5.20 – Reforço realizado com cantoneiras dispostas nos cantos, coladas ao betão com uma resina epóxi injetada e fixas à armadura principal por soldadura (a), por colagem de buchas (b) e a ligação à fundação é feita através de esquadros metálicos soldados aos perfis, fixos à fundação (c) – adaptado de Sousa (2008) .....	71
Figura 5.21 – Reforço de vigas e lajes à flexão por colagem de armaduras de FRP com adesivo de ligação e de uma única lâmina (a), de mais do que uma única lâmina (b) e introdução de lâminas em ranhuras (c) – adaptado de Sousa (2008) .....	72
Figura 5.22 – Reforço de pilares à flexão por colagem de armaduras de FRP com adesivo de ligação e por introdução de lâminas em ranhuras de 5x15 mm (a) e colagem de lâminas nas faces do pilar (b) – adaptado de (Sousa, 2008) .....	73
Figura 5.23 – Reforço de vigas ao esforço transversal por colagem de armaduras de FRP com estribo contínuo em “U” (a) e (b), com estribo descontínuo em “U” (c) e (d) e estribo pré-fabricado em “L” com orientação das fibras de 90° (e) – adaptado de Sousa (2008) .....	73



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Deterioração do betão e corrosão das armaduras por ações agressivas naturais, adaptado de Coutinho (1998).....	12
Tabela 3.1 – Dimensões fundamentais do novo Cavalete de S. Vicente .....	19
Tabela 3.2 – Cargas e dimensões da estrutura – adaptado de Almeida (1940) .....	19
Tabela 3.3 – Principais elementos estruturais verticais e diagonais do modelo numérico do Cavalete de S. Vicente .....	23
Tabela 3.4 – Sobrecargas aplicadas à estrutura .....	24
Tabela 3.5 – Dados do edifício para a ação do vento .....	25
Tabela 3.6 – Valores obtidos para as pressões dinâmicas de pico em função de $z_e$ .....	26
Tabela 3.7 – Parâmetros da ação sísmica 1 .....	29
Tabela 3.8 – Parâmetros da ação sísmica 2.....	29
Tabela 3.9 – Resultados da análise modal obtidos através do <i>Robot Structural Analysis</i> .....	31
Tabela 3.10 – Identificação dos principais modos de vibração do Cavalete .....	31
Tabela 3.11 – Valores das características do betão e das armaduras.....	35
Tabela 3.12 – Tabela resumo do levantamento geométrico da Viga V-IV-2 .....	35
Tabela 3.13 – Esforços máximos da envolvente de combinações para o ELU na Viga V-IV-2, obtidos através do modelo numérico .....	36
Tabela 3.14 – Dados para a verificação à flexão da Viga V-IV-2 .....	37
Tabela 3.15 – Verificação à flexão da Viga V-IV-2 .....	37
Tabela 3.16 – Dados para verificação ao esforço transversal da Viga V-IV-2 .....	38
Tabela 3.17 – Verificação ao esforço transversal da Viga V-IV-2 .....	38
Tabela 3.18 – Tabela resumo do levantamento geométrico da Escora .....	39
Tabela 3.19 – Esforços máximos da envolvente de combinações para o ELU na Escora, obtidos através do modelo numérico .....	40
Tabela 3.20 – Dados para a verificação à flexão da Escora .....	40
Tabela 3.21 – Verificação à flexão da Escora.....	41
Tabela 3.22 – Dados para a verificação ao esforço transversal da Escora .....	41
Tabela 3.23 – Verificação ao esforço transversal da Escora .....	42
Tabela 3.24 – Tabela resumo do levantamento geométrico do Pilar P1-I.....	43
Tabela 3.25 – Esforços máximos da envolvente de combinações para o ELU no Pilar P1-I, obtidos através do modelo numérico .....	43
Tabela 3.26 – Dados para a verificação à flexão do Pilar P1-I.....	44
Tabela 3.27 – Verificação à flexão do Pilar P1-I.....	44

Tabela 3.28 – Dados para a verificação ao esforço transversal do Pilar P1-I.....	45
Tabela 3.29 – Verificação ao esforço transversal do Pilar P1-I.....	45
Tabela 5.1 – Eventuais técnicas a utilizar para reforço estrutural do Cavalete de S. Vicente .....	61



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

Nesta secção é apresentada uma lista dos símbolos e abreviaturas, não exaustiva, utilizadas na realização da presente dissertação. Outras abreviaturas estão explicadas no decorrer do texto. Em alguns casos, o mesmo símbolo poderá apresentar significados diferentes, devido ao extenso número de fórmulas, variáveis e parâmetros que foram utilizados. No entanto, cada símbolo está, normalmente, associado a um determinado assunto, sendo fácil a distinção do seu significado, tendo em conta o contexto em que se apresenta.

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 - Eurocódigo 1

EC2 - Eurocódigo 2

EC8 - Eurocódigo 8

RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

FRP – Fibre-reinforced plastic

b – Largura da secção

h – Altura da secção

d – Altura útil de secção transversal

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

$f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

$A_s$  – Área da secção de armadura

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

$f_{yd}$  - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias

$E_d$  – Módulo de elasticidade de cálculo

f – Frequência fundamental

$G_{k,j}$  – Valor característico das ações permanentes

$R_d$  – Valor de cálculo da resistência

$R_k$  – Valor característico da resistência

$Q_{k,j}$  – Valor característico das ações variáveis

$\gamma_G$  – Coeficiente parcial relativo às ações permanentes

$\gamma_Q$  – Coeficiente parcial relativo às ações variáveis

$\Psi_{0,i}$  – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável

$\Psi_{1,i}$  – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável

$\Psi_{2,i}$  – Coeficiente para a determinação do valor-quase permanente de uma ação variável

“+” – “combinado com”



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

Desde os meados do século passado que a utilização do betão armado esteve presente na maior parte das construções feitas em Portugal. O facto de o betão apresentar boa trabalhabilidade, aliado a uma elevada resistência mecânica, nomeadamente resistência à compressão, face a outros materiais conhecidos na altura, proporcionou o uso intensivo deste material na construção de novas estruturas.

Como todos os materiais, as propriedades do betão vão-se alterando ao longo do tempo. Por isso, a análise de uma estrutura de betão armado já construída deve ser diferente da análise de uma estrutura nova.

De acordo com Damião (2012), entende-se por reparação estrutural toda a ação que visa repor os níveis de desempenho da estrutura nos padrões inicialmente previstos, ou corrigir e prevenir os efeitos da degradação da estrutura, enquanto que uma intervenção de reforço é entendida como uma ação que incide sobre o comportamento da estrutura, promovendo o aumento da resistência e/ou ductilidade dos seus elementos, melhorando o desempenho estrutural, comparativamente ao seu estado inicial.

Tal como Rodriguez e Park (1991) referem, a decisão de reforçar, ou reparar uma estrutura deve apoiar-se numa inspeção prévia da estrutura, onde é necessária a recolha de informação *in situ*, na maioria das vezes com o auxílio da realização de ensaios. O historial da estrutura também tem de ser analisado, fatores como a redistribuição de cargas, carregamentos sucessivos e/ou excessivos, efeitos de retração e fluência são condicionantes importantes que devem ser conhecidos para que a intervenção de reparação ou reforço seja bem-sucedida. A decisão de reparar ou reforçar uma estrutura deve depender do resultado da inspeção à estrutura e da avaliação de segurança efectuada com os dados recolhidos. A escolha de soluções de intervenção deve, para além doutros fatores, incluir análises de relação custo/benefício.

A reparação e reforço estrutural do património construído, dependendo do grau e extensão das intervenções, têm implicações de ordem arquitetónica, estrutural, económica, histórica e social, pelo que todos os aspetos deverão ter tido em conta (Santos, 2008).

Existem hoje várias técnicas de reparação e(ou) reforço de estruturas de betão armado, com enquadramentos de aplicação distintos, mas que partilham o objetivo comum de aumentar a durabilidade e(ou) a capacidade resistente da construção. Seja qual for a técnica escolhida, todas devem seguir um conjunto de considerações recomendadas. Neste tipo de intervenções é necessário não só conhecer bem a técnica de reforço ou reparação, mas também as características dos materiais empregues e garantir que a sua aplicação é a mais correta (Boto, 2015).

Posto isto, este trabalho tem como principal objetivo analisar o estado e as necessidades de intervenção numa estrutura de betão armado construída em 1935 no concelho de Gondomar, designada como

Cavalete de S. Vicente e que se encontra classificado como Monumento de Interesse Público. Para isso, foram seguidas as indicações anteriormente referidas.

## 1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIAS DE TRABALHO

O principal objetivo desta dissertação é fazer um levantamento das formas de degradação do betão armado e dos sistemas de monitorização e diagnóstico dessa degradação, e procurar soluções que permitam reparar os elementos de betão armado degradados, de forma a repor a sua capacidade resistente “original”, quer através de atuação direta no material betão armado, quer através da substituição de partes e/ou inclusão de novos elementos. Para além disso, pretende-se aplicar o conhecimento adquirido ao caso de estudo do Cavalete de S. Vicente: uma estrutura antiga de betão armado que, por ser classificada, exigirá cuidados especiais de intervenção, nomeadamente, a maximização da manutenção dos materiais originais e a minimização do impacto em termos de forma e de comportamento final da estrutura, assumindo como ponto de partida o cumprimento dos requisitos de segurança regulamentares.

## 1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, organizados segundo uma lógica sequencial, que teve por base a reabilitação de uma estrutura de betão armado. A estrutura considerada para o estudo da reabilitação foi o Cavalete de S. Vicente, localizado em Gondomar e classificado como Monumento de Interesse Público.

No presente capítulo realiza-se um breve enquadramento do tema e dos objetivos que estão na base deste estudo.

Seguidamente, no capítulo 2 expõem-se os conceitos básicos e teóricos relacionados com o betão armado. Numa primeira fase, caracteriza-se o betão como material de construção; faz-se um enquadramento histórico e refere-se a sua composição e características gerais. De seguida, é introduzido o tema da degradação, onde se referem as principais causas de patologias que afetam o material.

No capítulo 3 introduz-se o caso de estudo. Inicialmente, apresenta-se o Cavalete de S. Vicente, construído em 1935. Para além de um enquadramento histórico, realiza-se uma descrição geral da estrutura do cavalete mineiro. Numa etapa seguinte, desenvolve-se o modelo numérico do cavalete com recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis 2019*. Por fim, faz-se a análise da segurança do Cavalete para o estado limite último, de modo a verificar se a estrutura cumpre os requisitos regulamentares atualmente em vigor.

O capítulo 4 é reservado à avaliação e diagnóstico do estado de conservação do Cavalete. Após uma visita ao local, realiza-se a identificação das principais anomalias encontradas na estrutura, seguindo-se a descrição dos vários ensaios de resistência e de durabilidade passíveis de ser utilizados, detalhando os mais comuns e aqueles que melhor ajudam a caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais e do estado de conservação da estrutura.

No capítulo 5, e de acordo com as anomalias encontradas no capítulo 4, descrevem-se algumas técnicas de reparação de estruturas de betão armado possíveis de ser aplicadas no caso de estudo. São ainda apresentadas medidas de reforço correntemente utilizadas em betão armado, evidenciando para cada uma delas, a descrição técnica e respetiva disposição construtiva.

Por último, no capítulo 6 são apresentadas as considerações finais de todo o trabalho desenvolvido, assim como a definição de sugestões para eventuais desenvolvimentos futuros.

# 2

## BETÃO ARMADO

### 2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

#### 2.1.1. INTRODUÇÃO

O betão é um material heterogéneo, caracterizado por uma estrutura porosa, formado pela mistura, devidamente proporcionada, de agregados, em geral brita ou godo e areia, com um ligante hidráulico, água e, eventualmente, aditivos e adjuvantes, como por exemplo, os plastificantes, permitindo a redução do teor em água e, consequentemente, uma trabalhabilidade adequada (Coutinho, 2015).

Ao longo deste último século, o betão tem tido um papel extremamente relevante na construção, sendo o material mais utilizado no mundo a seguir à água, produzindo-se mais de  $1\text{m}^3$ /pessoa/ano (Scrivener e James Kirkpatrick, 2008), devido à sua resistência à compressão, à facilidade de aplicação em obra, ser um material moldável e às suas qualidades mecânicas.

No entanto, há milhares de anos que o betão é utilizado como material de construção; as antigas civilizações egípcia e grega já usavam o betão em pavimentos, paredes e fundações. Mas foram os Romanos que, com recurso a pozolanas, cal e areia, exploraram este material na construção de alvenarias na perfeição em distintas obras, tais como em pontes, aquedutos, templos e casas, que ainda hoje se encontram dispersas por vários países, demonstrando a qualidade da sua construção (Appleton, 2013). A Figura 2.1 mostra exemplos de grandes obras romanas em Portugal. Até ao fim do século XVII, o betão tinha a sua utilização praticamente limitada às fundações e ao interior de paredes de alvenaria, uma vez que os materiais de construção mais utilizados eram a alvenaria e a madeira (Appleton, 2013).

O enorme progresso na aplicação do betão nas construções deveu-se ao desenvolvimento da produção e do estudo das propriedades do cimento, proporcionadas por John Smeaton, em 1758, James Parker, em 1776 e Louis Vicat, em 1818, culminado com a aprovação da patente do cimento Portland, patenteada por Joseph Aspdin em 1824 (Duarte e Alvarez, 2001).

A produção de cimento em Portugal inicia-se em 1894, com a fábrica de cimento Tejo em Alhandra, realizada por António Theófilo Rato, dando origem à Companhia de Cimentos Tejo em 1912, atualmente integrada na Cimpor (Oliveira, 2001).



(a)



(b)

Figura 2.1 – Ponte de Vila Formosa, na N369 (a) e o Templo de Évora (b)

### 2.1.2. AS PRIMEIRAS PATENTES

O betão, apesar de apresentar uma boa capacidade de resistência à compressão e ao fogo, resiste muito pouco à tração. Como tal, a introdução de armaduras de aço, material que funciona bem à tração, é uma medida eficaz para compensar essa desvantagem, dando lugar ao betão armado. Este reforço permitiu uma maior extensão da aplicação do betão a outros tipos de estruturas e vãos, tais como: edifícios altos, edifícios industriais, infraestruturas hidráulicas, entre outras, uma vez que, as estruturas ganham uma maior capacidade resistente aos esforços transversos, de flexão e torção (Brito e Flores, 2005).

Em meados do século XIX surgem as primeiras referências de betão armado (Viseu, 1993). O barco de ferrocimento, construído por Jean-Louis Lambot em 1848 é considerado a obra mais antiga de betão armado ainda existente (Costa, 2009). Outro pioneiro do betão armado foi Joseph Monier, jardineiro de profissão, com as suas patentes de 1867 para floreiras, casas e tubagens, e em 1873 para pontes em arco (Cruz, 2016). A Figura 2.2 mostra as primeiras construções recorrendo ao betão armado.



(a)



(b)

Figura 2.2 – Barco de Lambot, primeira construção de betão armado em 1848 (a) e primeira ponte em arco de betão armado, de Monier, em 1875 (b) (Appleton, 2013)

Através de François Coignet, em 1852, e de William Wilkensen, em 1854, surgiu a realização de pavimentos de betão armado, em lajes e vigas, tornando-se na maior aplicação do betão armado até à época atual (Cruz, 2016).

No fim do século XIX, vários são os estudos publicados sobre o betão armado relativamente ao comportamento à flexão, nomeadamente dos franceses Coignet, Considère e Mesnager. Em 1897 foi criada a primeira disciplina de Betão Armado na ENPC – École National de Ponts et Chaussées, em Paris. Desde aí as patentes tornam-se numerosas, tais como as de Cottancin, Hyat e Coignet (Cruz, 2016).

Em 1906 são publicadas as primeiras instruções francesas, traduzidas e publicadas em 1907 pela Revista de Obras Públicas e Minas da Associação Portuguesa dos Engenheiros Cíveis, com o título “As instruções Francesas para Formigão Armado” (Revista de Obras Públicas e Minas, 1967).

O princípio do século XX é caracterizado por um desenvolvimento extraordinário na utilização e compreensão do funcionamento e possibilidades do betão armado. Esse desenvolvimento está associado à realização de numerosas patentes que indicam as bases de cálculo e as disposições de armaduras adotadas para os diversos elementos estruturais (Appleton, 2013).

Uma das patentes mais importantes foi criada por François Hennebique. Apesar de não ser o inventor do betão armado, foi certamente o que mais contribuiu para a sua expansão e o que tem mais obras notáveis realizadas no início do século XX (Appleton, 2013). A Figura 2.3 ilustra uma estrutura monolítica, composta por lajes, vigas e pilares de betão armado de um edifício com o sistema Hennebique. Este mesmo sistema é caracterizado pela introdução de estribos nas vigas, ligando os varões tracionados à zona de betão comprimido. Os estribos eram constituídos por chapas de aço de secção retangular dobrados em forma de U (Licordari, 2016). A Figura 2.4 mostra como eram constituídas as armaduras transversais.

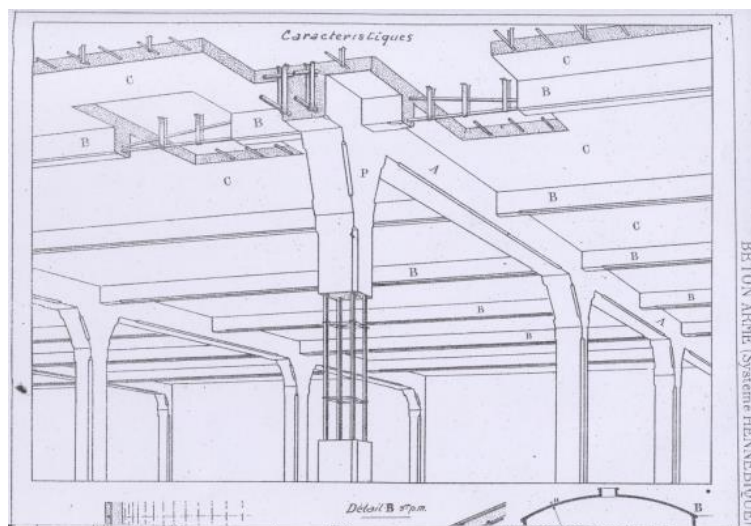


Figura 2.3 – Sistema Hennebique de betão armado (Appleton, 2013)



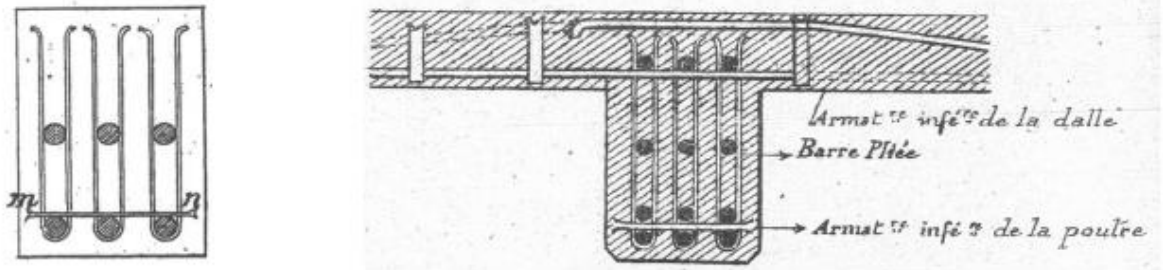


Figura 2.4 – Armadura transversal junto à face inferior da viga (Appleton, 2013)

O sucesso do sistema de Hennebique esteve também associado a uma conceção e preparação da execução das obras que permitia atingir uma rapidez e qualidade extraordinárias, aliadas a custos competitivos, quando comparados com os obtidos utilizando outros materiais (Appleton, 2013).

Em Portugal, são executadas as primeiras obras com recurso ao sistema de Hennebique através da sua representante Moreira de Sá & Malenez. O edifício de Moagem do Caramujo, situado na Cova da Piedade e realizado em 1898, foi encomendado pelo industrial António Gomes e executado por J. Monier, primeiro representante do sistema construtivo em Portugal. A Ponte Luz Bandeira de Sejães na EN333-3 sobre o rio Vouga, distrito de Viseu, é outra obra realizada através do Sistema de Hennebique. Para se ter uma noção da rapidez do sistema construtivo, essa mesma ponte em arco e 44 m de vão foi realizada em 3 meses e 4 dias. Na Figura 2.5 ilustra-se exemplos das primeiras obras recorrendo ao Sistema Hennebique em Portugal.



(a)



(b)

Figura 2.5 – Edifício de Moagem do Caramujo (a) e Ponte de Sejães na EN333-3 (b)

Em 1911 são criadas em Portugal as Universidades do Porto e Lisboa e, em 1918 aprovado o primeiro regulamento português de betão armado: “Instruções Regulamentares para o Emprego do Betão Armado”, realizado com base nas normas francesas de 1906 e nos desenvolvimentos posteriores (Decreto 4036 - Regulamento para o emprego do beton armado, 28/03/1918).



Neste mesmo período é importante referir o contributo dado por Freyssinet ao desenvolver o sistema de vibração mecânica para compactação do betão, em 1917, e os estudos realizados sobre efeitos diferidos do betão e aplicação do pré-esforço, 1928 (Freyssinet, 1939).

### 2.1.3. DESENVOLVIMENTO DO BETÃO ARMADO

Nas décadas seguintes há a referir as realizações: (i) do suíço Robert Maillart com a famosa Ponte de Salgina, 1930, e os seus estudos sobre lajes fungiformes, (ii) do espanhol Eduardo Torroja com a cobertura do Hipódromo de Zarzuela em Madrid, 1935, com uma consola de 12,6 m, e (iii) do italiano Pier Luigi Nervi com o Estádio Comunal de Firenze, 1932, com uma consola de 17 m e, mais tarde, com um conjunto extraordinário de obras, nomeadamente de coberturas de restaurantes e estádios. (Appleton, 2013)

A primeira disciplina de Cimento Armado, em Portugal, foi criada em 1922, na Faculdade Técnica da Universidade do Porto, e o primeiro professor da disciplina foi o Engenheiro Theotonio Rodrigues (Appleton, 2013). Em 1935, é publicado o “Regulamento do Betão Armado” que sintetiza o estado do conhecimento neste domínio (Decreto 25948 - Regulamento de Betão Armado, 16/10/1935).

Na primeira metade deste século muitas são as realizações em betão armado, em Portugal. Destacam-se o Canal do Tejo, concluído em 1940 e que envolveu a realização de túneis, pontes canal e tubagens de 2,5 m de diâmetro, tendo sido utilizada a vibração mecânica pela primeira vez no nosso país, numerosas pontes das quais se salienta o Viaduto Duarte Pacheco, em Lisboa, concluído em 1944 com um desenvolvimento total de 505 m e tendo o arco central um vão de 91,97 m, e o conjunto de edifícios do Instituto Superior Técnico, em 1936 (Appleton, 2013).

Na segunda metade do século XX, assiste-se à afirmação das grandes possibilidades do betão armado como material estrutural, à exploração do betão aparente como solução arquitetónica e ao grande desenvolvimento do betão armado pré-esforçado (Appleton, 2013).

Em Portugal, obras como a Ponte da Arrábida projetada pelo Engenheiro e Professor Edgar Cardoso, em 1963, com 270 m de vão do arco, e a Barragem do Cabril, no Rio Zêzere, em 1953, são exemplos de grandes obras com recurso ao betão armado. Outros exemplos, e que justificam referência, são o Monumento aos Descobrimentos em Lisboa com 50 m de altura, projetado por Edgar Cardoso, em 1958 e o Monumento e Estátua do Cristo Rei com 76 m de altura, projetado por Manuel Farinha em 1959.

Por esta altura, dá-se a criação do LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1946, com o contributo do Engenheiro Júlio Ferry Borges e em 1944, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, é realizada, pelo Professor Joaquim Sarmiento, a primeira tese de doutoramento em betão armado e pré-esforçado.

Em 1958 surge o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, estabelecendo uma distinção do risco sísmico do país, quantificando de forma simplificada as respetivas solicitações. No entanto, com a publicação do Regulamento de Solicitação de Edifícios e Pontes este documento é praticamente revogado.

Na década seguinte é publicado um novo regulamento no domínio do betão armado, REBA (Decreto 47723 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado, 20/05/1967), onde surge a verificação da segurança em relação aos estados limites.

#### 2.1.4. AS PRIMEIRAS OBRAS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

Após os desenvolvimentos iniciais de Freyssinet, Magnel e Hoyer, surge o desenvolvimento do sistema de pré-esforço, alargando a aplicação do betão nas construções.

Em Portugal, a primeira construção portuguesa com recurso ao betão pré-esforçado foi a cobertura de vários armazéns para algodão na Avenida Meneses em Matosinhos, em 1951, com um vão de 33 m e vigas simplesmente apoiadas de altura variável e de betão armado pós-tensionado. A primeira ponte em betão pré-esforçado em Portugal é a Ponte de Vala Nova, em Benavente, na EN118, realizada em 1954; projetada por Francisco Mello, apresenta três vãos simplesmente apoiados de 34 m e utiliza o sistema de pré-esforço do Freyssinet (Appleton, 2013).

## 2.2. DEGRADAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

### 2.2.1. INTRODUÇÃO

A durabilidade do betão é influenciada, essencialmente, pela sua composição, ou seja, razão água-cimento, quantidade mínima e tipo de cimento, pelo recobrimento, pelos processos de cura dando-se, posteriormente, a fendilhação. Conhecer estas características é essencial para a análise de uma estrutura em processo de degradação, mas é também necessário ter um conhecimento profundo de todos os mecanismos de degradação, ou seja, de todos os agentes que ao contactarem com as estruturas de betão armado podem, de alguma forma, contribuir para essa degradação a curto, médio, ou longo prazo (Jorge, 2017).

Tendo em conta o menor conhecimento e preocupação, no passado, relativamente às questões da durabilidade de estruturas, assistimos hoje ao aumento de estruturas degradadas que prejudicam o aspeto, segurança e funcionalidade do edificado, necessitando de reparação, reabilitação e eventual reforço estrutural, de forma a responder às exigências atuais, ou a eventuais alterações de uso previstas. É também importante enquadrar as estruturas no período em que foram projetadas e construídas, uma vez que, as anomalias observadas poderão estar relacionadas com as regras de cálculo e as disposições construtivas utilizadas na época (Gomes, 2017).

Os principais mecanismos de degradação das estruturas de betão armado são o ataque químico do betão e a corrosão das armaduras. No entanto, as ações da retração e da temperatura constituem uma das principais causas de deterioração das estruturas de betão, caso as deformações estejam impedidas (Appleton, 2013).

Nos próximos subcapítulos apresentam-se os mecanismos que podem potenciar a deterioração das estruturas de betão armado e são referidas as ações naturais e respetivos impactos que contribuem para essa degradação.

### 2.2.2. DETERIORAÇÃO DO BETÃO

Com o tempo, as estruturas de betão armado vão interagindo com as ações agressivas naturais (biológicas, físicas e químicas) alterando as propriedades do betão, degradando-o. Posto isto, as estruturas deverão ser capazes de resistir a estas ações, de modo a poder alcançar a vida útil para a qual foram projetadas e construídas.

#### 2.2.2.1. Origem Biológica

As origens biológicas de deterioração podem ser diretas ou indiretas. As origens diretas referem-se a bactérias que libertam agentes agressivos, tais como ácidos, que provocam reações químicas que conduzem à deterioração do betão. Dentro das origens indiretas tem-se o desenvolvimento de musgos, líquenes e raízes de plantas que, penetrando através de orifícios ou fendas existentes no betão, exercem forças expansivas, provocando deterioração (Sousa Coutinho, 1998).

#### 2.2.2.2. Origem Física

- Retração

A retração provoca uma redução de volume ao betão. No caso dessa redução ser impossibilitada, desenvolvem-se tensões que, ao ultrapassarem os valores da resistência à tração do betão, causam fissuração. Podemos ter retração autógena, química, plástica e de secagem.

- Ciclos de gelo/degelo

Este fenómeno de degradação surge do aumento do volume da água eventualmente existente, no interior do betão, quando passa do estado líquido ao estado sólido, devido à exposição de temperaturas reduzidas. Caso esta expansão esteja restringida, geram-se tensões de compressão e tração no interior do betão que, por sua vez, origina fendilhação e degradação do betão (Sousa Coutinho, 1998).

Estes fenómenos de degradação surgem depois de sucessivas repetições destas ações. Segundo algumas evidências, estas ações só ocorrem quando os vazios existentes no betão estão cheios de água e as temperaturas atingem graus abaixo de zero.

- Erosão por Abrasão e Cavitação

Na maioria dos casos, as estruturas de betão estão sujeitas a erosão por abrasão. A erosão por abrasão conduz a um desgaste superficial do betão, verificando-se sobretudo em pavimentos rodoviários e pavimentos industriais sujeitos a ações que mobilizam o atrito da superfície dos pavimentos (Sousa Coutinho, 1998).

Tal como a erosão por abrasão, a cavitação conduz à degradação do betão em estruturas total, ou parcialmente submersas sujeitas a ações hidrodinâmicas da água a grandes velocidades.

- Variações de Temperatura

Um elemento estrutural de betão armado com movimento restringido e sujeito a variação de temperatura, fica sujeito a tensões de tração ou compressão, de acordo com a temperatura negativa ou positiva. Essas mesmas tensões, ao ultrapassarem a tensão resistente de tração do betão, provocam fendilhação (Costa, 2009).

- Calor de Hidratação

Uma vez que a reação de hidratação do cimento é exotérmica, o desencadeamento desta reação conduz a um aumento da temperatura no interior do betão. Devido à menor temperatura no exterior, a temperatura interior tende a diminuir de forma a atingir um equilíbrio de temperatura. No decorrer desse equilíbrio, ocorrem tensões de tração no betão que causam fissuração, agravado pelo facto das propriedades resistentes do betão nas primeiras idades não serem ainda as desejadas (Coutinho, 1998).

- Humidade

A água é o principal agente de deterioração das construções. A humidade presente no betão pode ter diversas origens. Pode resultar: da obra, a qual está diretamente relacionada com a execução do betão, ou seja, água que não evaporou antes da incorporação de novos materiais; da água existente no solo que por contacto e capilaridade sobe pelos elementos de betão; da infiltração através de aberturas existentes na própria fachada; de acidentes, não só por erros técnicos mas por roturas de canalizações, por exemplo (Padrão, 2004).

É de salientar ainda que a água absorvida traz consigo todo o tipo de sais existentes nos solos que, depois de evaporar permanecem nas camadas exteriores dos elementos estruturais, formando eflorescências e/ou cripto eflorescências, degradando os materiais (Silva, 2008).

Importa referir que a humidade não se faz sentir só com a água proveniente do exterior. A condensação também é um fator de risco, uma vez que leva ao aparecimento de bactérias e fungos que prejudicam, não só os elementos estruturais, como também a saúde dos ocupantes dos espaços. Espaços sem ventilação são a principal causa para este tipo de situações (Silva, 2008).

### 2.2.2.3. Origem Química

- Água do Mar

Para as estruturas de betão armado, o ambiente marítimo é um ambiente muito agressivo. As estruturas não só se degradam devido ao impacto das ondas e variação das marés, mas também devido às reações químicas que podem surgir entre a pasta de cimento e os elementos químicos que possuem a água do mar, nomeadamente os cloretos, os sulfatos e o magnésio (Branco, 2014). Estas reações podem dar origem à diminuição da resistência do betão e à oxidação das armaduras (Costa, 2009).

- Ácidos

Estas substâncias provenientes do meio ambiente são extremamente agressivas. Estes ácidos quando reagem com os compostos de cálcio do betão, formam sais particularmente prejudiciais para a pasta de cimento, afetando, seriamente, a resistência do betão (Coutinho, 1998). Segundo Coutinho (1998) os ácidos mais perigosos para o betão são os ácidos sulfúricos, carbónico e nítrico.

- Reação Sulfática Interna

Esta reação química pode surgir no interior do betão e é causada pela existência de sulfatos no meio exterior (solos, águas marítimas e subterrâneas) e na composição do próprio betão (alguns agregados e

cimentos). Conforme Costa (2009), a expansão resulta da formação de taumasite e etringite que são reações resultantes dos sulfatos com os aluminatos tricálcico dos cimentos hidratados, ou das aluminas dos agregados.

- Reações Álcalis-Sílica

Estas reações químicas podem aparecer no interior do betão, causadas pela reação entre os álcalis dos cimentos, ou dos agregados e a sílica de certos agregados reativos, ou pela humidade, caso exista. Estruturas de betão que estejam em contacto com a água, expostas às intempéries e/ou deficiências de drenagem, são mais suscetíveis a este tipo de reações (Costa, 2009). Na eventualidade de ocorrerem a reações álcalis-sílica no interior do betão, os inertes são os mais afetados, essencialmente os que tenham sílica na sua composição.

### 2.2.3. CORROSÃO DAS ARMADURAS

A corrosão é um fenómeno que ocorre nas armaduras de betão armado, sendo um dos principais problemas das estruturas de betão armado. Do ponto de vista estrutural, a formação da corrosão é preocupante, uma vez que ocorre perda de secção das armaduras, ou seja perda de resistência e ductilidade, comprometendo a segurança da estrutura (Branco, 2014).

Devido à forte alcalinidade do betão, pH superior a 12, as armaduras encontram-se protegidas contra a corrosão, pois apresentam uma fina camada passiva na superfície das armaduras que permanece estável para pH superiores a 9.5. No entanto, a partir do momento em que o betão se encontra deteriorado, as armaduras poderão ficar expostas às condições ambientais externas, destruindo a camada passiva das armaduras. Assim, basta a presença de água e oxigénio para a corrosão no aço formar-se, gerando tensões no interior do betão, levando a destacamentos superficiais do betão.

A redução do pH deve-se sobretudo ao ataque dos cloretos ou fenómenos de carbonatação (Coutinho, 1998). Nos subcapítulos seguintes faz-se uma breve descrição dos mesmos fenómenos.

#### 2.2.3.1. Ataque dos Cloretos

Para além de atacarem o betão, os cloretos são os principais responsáveis pela corrosão das armaduras, pois destroem a camada de passivação, tornando as armaduras mais suscetíveis aos ataques exteriores (Branco, 2014).

Os cloretos que aparecem no betão podem surgir de duas formas; quer pelos materiais que constituem o próprio betão, nomeadamente o cimento, os agregados, água e alguns aditivos, quer pelo meio exterior, como por exemplo em zonas marítimas. Caso sejam provenientes de um ambiente exterior agressivo, estes iões perfuram a camada de recobrimento do betão, já danificada, reduzindo o pH do meio.

#### 2.2.3.2. Carbonatação

A carbonatação é um fenómeno que acontece no betão. A diminuição do pH ocorre devido à reação do dióxido de carbono atmosférico com o hidróxido de cálcio do betão, formando carbonato de cálcio, destruindo a camada de passivação das armaduras.

A Tabela 2.1 apresenta um resumo os diversos mecanismos que influenciam a deterioração do betão e a corrosão das armaduras.

Tabela 2.1 – Deterioração do betão e corrosão das armaduras por ações agressivas naturais, adaptado de Coutinho (1998)

<b>Tipos</b>	<b>Processo</b>	<b>Causa</b>	<b>Efeito</b>
<b>Biológica</b>	Ataque dos ácidos: Sulfídrico	Em sistemas de esgotos	
<b>Física</b>	Retração	Variações de Volume	Deterioração do betão
	Calor de Hidratação		
	Variações de Temperatura		
	Humidade	Formam-se Eflorescências e/ou cripto eflorescências	
	Ciclos gelo/degelo	Aumento de volume de água ao congelar	
	Erosão por abrasão e Cavitação	Desgaste	
<b>Química</b>	Ácidos	Destruição da pasta de cimento	Corrosão das Armaduras
	Reação Sulfática Interna	Reação expansiva	
	Água do Mar	Reação química	
	Reação Álcalis-Sílica	Reação química	
	Carbonatação	Redução da alcalinidade do betão	
	Ataque dos Cloretos	Destruição da camada de passivação	

# 3

## CASO DE ESTUDO

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se o caso de estudo: a estrutura do Cavalete de S. Vicente, atualmente encerrado, mas que serviu de apoio à extração de carvão nas Minas de Carvão de S. Pedro da Cova, concelho de Gondomar, distrito do Porto, Portugal.

O Cavalete de S. Vicente, Figura 3.1, foi construído em 1935. É um exemplo ímpar de uma obra de arte da extração mineira. Apesar de ser projetado à imagem das estruturas metálicas, de uso corrente na época, foi construído em betão armado, material que dava os seus primeiros passos na sua aplicação a obras especiais, ainda que suportado, em geral, em patentes estrangeiras para edifícios (Miranda et al., 1996).

O cavalete deixou de funcionar nos anos 70, do século XX. Desde então, permaneceu abandonado e foi-se degradando. Em 2010 é classificado como Monumento de Interesse Público, pela portaria nº221/2010, realçando o impacte cenográfico, a raridade e a exemplaridade do cavalete que atesta a elevada qualidade e capacidade de concretização da engenharia nacional (Figueiras, Fiúza e Leite, 2016).

Uma vez que se trata de uma estrutura já existente e projetada nos anos 30, foi necessário procurar documentação referente à mesma. Apesar de se ter encontrado documentação antiga, que descrevia a sua história, função e geometria, houve a necessidade de obter informação detalhada do cavalete mineiro, recorrendo a uma inspeção prévia e fornecida ao autor para a realização desta dissertação. Esta inspeção prévia permitiu aceder ao enquadramento histórico, às plantas e cortes, ao levantamento geométrico, ao tipo de material e características e aos danos estruturais.

Partindo então dessa informação, este capítulo tem como objetivo principal a realização da avaliação de segurança da estrutura supondo-a não degradada, ou seja, na situação em que se encontrava logo após a sua construção. Note-se que, mesmo nestas condições e assumindo que teve um dimensionamento cuidado, a estrutura pode não verificar as condições de segurança estrutural face à regulamentação atual em vigor.



Figura 3.1 – Cavalete de São Vicente – fotografia de Júlio Carvalho (2016)

## 3.2. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

### 3.2.1. ENQUADRAMENTO

Desde muito cedo que o Homem utiliza a exploração mineira, apropriando-se das rochas existentes à superfície da terra. No entanto, os recursos naturais aflorantes nem sempre abundam obrigando o Homem a procurá-los em profundidade. Quando deixa de ser possível uma exploração superficial, recorre-se à exploração subterrânea. Estes trabalhos mineiros podem, genericamente, ser classificados em galerias em flanco de encosta, rampas inclinadas e poços verticais (Figueiras, Fiúza e Leite, 2016)

No caso da exploração que integra a estrutura em estudo, e que envolveu a extração de carvão, usaram-se poços verticais, tendo a exploração chegado aos 300 m de profundidade, possuindo cada poço meios autónomos de acionamento localizados à superfície e compostos por cabos de aço dos quais se suspendiam elevadores/jaulas.

As construções como o Cavalete de S. Vicente surgem da necessidade de colocar os cabos de suspensão verticais e a máquina de extração não se encontrar alinhada com essa vertical. Estas construções servem para apoiar no seu topo grandes roldanas, também designadas por andorinhas na gíria mineira, que reorientam os cabos verticais na direção da máquina.

Tal como mostra a Figura 3.2, estas construções, para além das andorinhas, possuem outros elementos, tais como a torre, os pisos de contraventamento, as escadas de acesso ao topo e as escoras inclinadas de estabilização, posicionadas entre o cavalete e a casa das máquinas. Estas escoras inclinadas permitem um comportamento resistente aos esforços associados à realização da extração do minério.



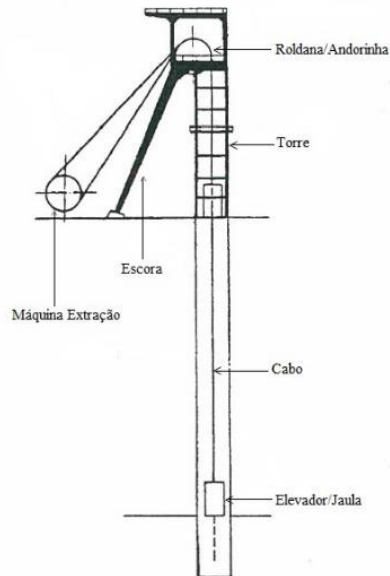


Figura 3.2 – Elementos de construções conhecidas como Cavaletes – adaptado Miranda et al. (1996)

### 3.2.2. LOCALIZAÇÃO DO POÇO DE S. VICENTE

Apesar dos inúmeros poços existentes no campo mineiro, com uma área de 1324 ha, espalhados pelas freguesias de Covelo, Fânzeres e São Pedro da Cova, o poço de S. Vicente, iniciado provavelmente em 1921 sob a direção técnica do Eng.º Carlos de Barros da Companhia das Minas de Carvão de S. Pedro da Cova, foi o que mais importância teve, sobretudo pela sua capacidade de extração (Figueiras, Fiúza e Leite, 2016).

Conforme está representado na Figura 3.3, o poço de S. Vicente foi posicionado nas proximidades de duas das concessões mais importantes do Couto Mineiro – S. Pedro da Cova e Pascoal, onde atualmente se encontra o Cavalete de S. Vicente.

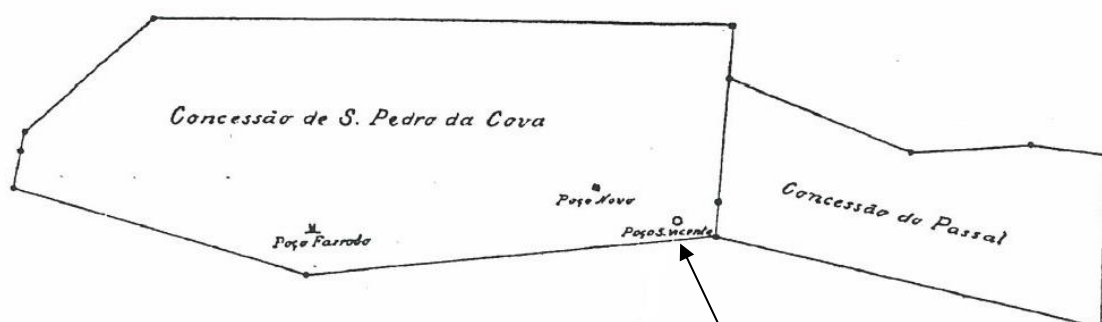


Figura 3.3 – Localização do Poço de S. Vicente – adaptado de Almeida (1940)

A localização do poço de S. Vicente obedece, segundo Miranda et al. (1996), a três fatores. Primeiramente, a preocupação de concentrar a extração, preparação e expedição do carvão no mais curto espaço, evitando o máximo possível operações e despesas intermédias de manutenção dos produtos. Segundo, esta localização permitia um aumento das condições de segurança do poço e a possibilidade

de incluir no campo de lavra a vizinha concessão do Passal. Com recurso ao relatório assinado pelo Eng.º Beau, pode-se afirmar que as considerações relativas à solidez do terreno no local escolhido influenciaram na escolha desta localização.

No corte transversal, representado na Figura 3.4, é possível ver o posicionamento do poço de S. Vicente, relativamente às camadas de carvão exploradas. No mesmo perfil é visível o comprimento sucessivamente maior das travessas de acesso às camadas.

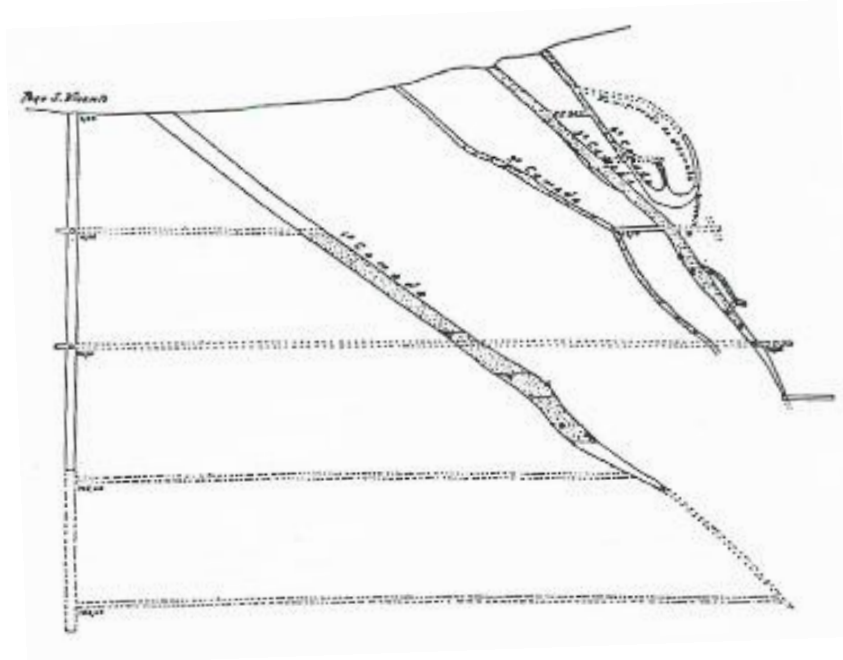


Figura 3.4 – Posicionamento do poço de S. Vicente relativamente às camadas de carvão – adaptado de Almeida (1940)

### 3.2.3. INTERVENÇÕES EFETUADAS AO CAVALETE

Na década de 30, concretamente entre 1933 e 1934, surgiu a necessidade de renovar as instalações do poço de S. Vicente, incluindo a construção do Cavalete de S. Vicente tal como agora é conhecido, de modo a responder aos objetivos descritos por Almeida (1940):

- Renovar as instalações anexas e envolventes do poço de S. Vicente e aumentar o coeficiente de segurança de todas as atividades relacionadas com a extração do carvão;
- Aumentar a capacidade de extração, de modo a preparar um eventual aumento de produção, exigido pelas condições de mercado do carvão;
- Diminuir as despesas de exploração, substituindo os vários poços por um único capaz de garantir todas as condições de segurança.
- Concentrar a extração a fim de concentrar a exploração com todas as suas múltiplas vantagens económicas.

Os objetivos acima enunciados já são, por si só, suficientes para justificar as renovações nas instalações realizadas na altura. No entanto, a principal razão para a empresa empreender a remodelação total deveu-se à necessidade de substituir o cavalete de madeira; as precárias condições de conservação e segurança ao fim de 5 anos de serviço já não eram satisfatórias. Na Figura 3.5 encontra-se o antigo cavalete de madeira que equipava o poço de S. Vicente.

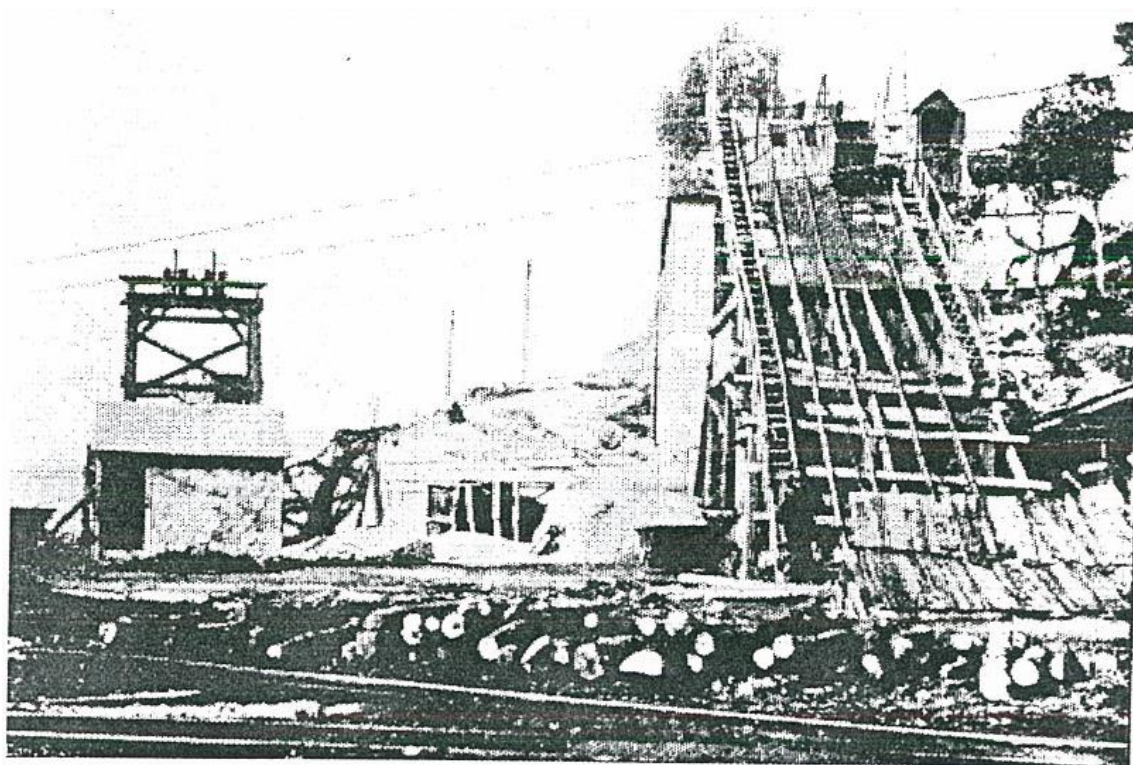


Figura 3.5 – Cavalete de madeira que equipava o poço de S. Vicente – Miranda et al. (1996)

O plano de desenvolvimento da mina, que previa um aumento da extração bruta para valores da ordem das 1200 toneladas por dia, condicionou a escolha do cavalete, o qual não poderia durar só 6 ou 7 anos. Não só se estaria a desperdiçar capital, como se estava a adiar as vantagens económicas possíveis de boas instalações. Para além disso, iria perturbar-se de novo a exploração numa próxima intervenção.

Posto isto, o material adotado para a construção do cavalete do poço de S. Vicente foi o betão armado. Tal como Almeida (1940) mencionou no seu documento, intitulado: “As novas instalações do Poço de S. Vicente da minha de carvão de S. Pedro da Cova”, os motivos que levaram à escolha de um cavalete de “cimento armado” foram os seguintes:

- O material ser mais económico, quando comparado com um cavalete metálico, cerca de 30% mais barato;
- A possibilidade de utilizar, em larga escala, produtos nacionais para a construção;
- As despesas de conservação serem praticamente nulas;
- As condições de segurança serem tão satisfatórias como as de um cavalete metálico.

O autor refere ainda que houve a hipótese de o cavalete ser construído em aço, mas que o mesmo não aconteceu porque as economias realizadas com um cavalete de betão armado, relativamente a outro do tipo metálico, eram suficientes para no fim de 20 a 25 anos permitir adquirir um cavalete metálico, caso se achasse útil. Na altura já existiam boas fontes que afirmavam que, mesmo no estrangeiro, um cavalete de betão armado ficava cerca de 50% a 80% do custo de um cavalete metálico.

### 3.2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL DO CAVALETE DE S. VICENTE

Relativamente às características desta invulgar construção, o novo cavalete de S. Vicente é constituído por treze níveis em betão armado, com uma altura total de 38,45 m.

A Figura 3.6 mostra um corte transversal vertical do cavalete. Note-se, de forma especial, o facto de as escoras terem uma quebra na sua inclinação porque, com o seu prolongamento, estas escoras iriam terminar sobre uma via de comunicação. De modo a resolver essa questão, as escoras foram quebradas no nível dos 15 m, repousando sobre 2 prumos contraventados e seguindo a partir desse nível com uma nova inclinação, passando por cima da estrada referida. A altura livre debaixo das escoras, medida no eixo da estrada, é de 4,5 m.

A Tabela 3.1 apresenta as dimensões principais do cavalete e a Tabela 3.2 as cargas e as dimensões de cada elemento do cavalete.

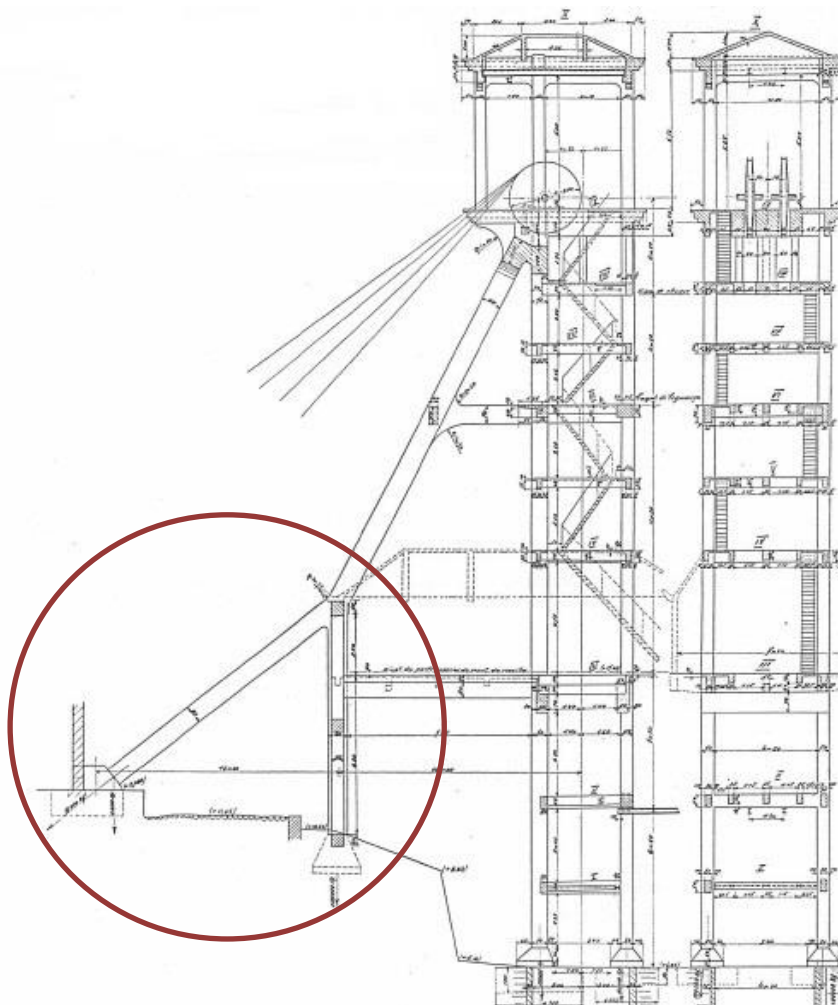


Figura 3.6 – Corte transversal do Cavalete de S. Vicente – adaptado de Almeida (1940)

Tabela 3.1 – Dimensões fundamentais do novo Cavalete de S. Vicente

<b>Nível das instalações de descarga</b>	Nível III	12,00m
<b>Nível dos detentores de segurança</b>	Nível VI	23,20m
<b>Nível das vigas de choque</b>	Nível VIII	27,70m
<b>Nível dos eixos das andorinhas</b>	Nível IX	31,70m
<b>Nível da cumieira da cobertura</b>	Nível X	38,45m

Tabela 3.2 – Cargas e dimensões da estrutura – adaptado de Almeida (1940)

	<b>Cargas (kg)</b>	<b>Secções (metros)</b>
<b>Cada montante</b>	150 000	0,70x0,60
<b>Cada prumo da torre</b>	100 000	0,50x0,50
<b>Cada escora</b>	140 000	0,80x0,60
<b>Cada prumo da escora</b>	140 000	0,60x0,60
<b>Ligação da torre às escoras</b>	-----	0,70x0,30
<b>Ligação das escoras entre si</b>	-----	0,70x0,40
<b>Contraventamento dos prumos das escoras</b>	-----	0,50x0,50
<b>Cada compartimento de extração, secção útil</b>	-----	2,80x1,15

Quanto ao seu comportamento, enquanto estrutura resistente às solicitações a que seria submetida em funcionamento e que ditaram a sua robustez, o cavalete foi calculado para um esforço, relativamente à rotura do cabo, de 80 000 kg atuando sobre cada roldana. O volume de betão previsto foi de 190 m<sup>3</sup>. A dosagem adotada foi de 300 kg/m<sup>3</sup>, exceto para as vigas que ligam os montantes às escoras onde se adotou uma dosagem de 400 kg/m<sup>3</sup>.

A ação do vento foi avaliada em 450 kgf/m<sup>2</sup> constante em altura, sendo o momento de estabilidade do cavalete igual a três vezes o momento de derrubamento.

Quanto às fundações do cavalete, quando se fez a perfuração do poço deixou-se, junto a boca, maciços de cimento a fim de receber o futuro cavalete. No momento da construção do cavalete foi construída uma sapata contínua à volta dessa boca, conforme se representa na Figura 3.7, de modo a que a pressão sobre o terreno não fosse superior a 2.5 kgf/cm<sup>2</sup>. De acordo com (Almeida, 1940), o terreno neste local é constituído por conglomerados bastante rígidos, oferecendo boas garantias de solidez.

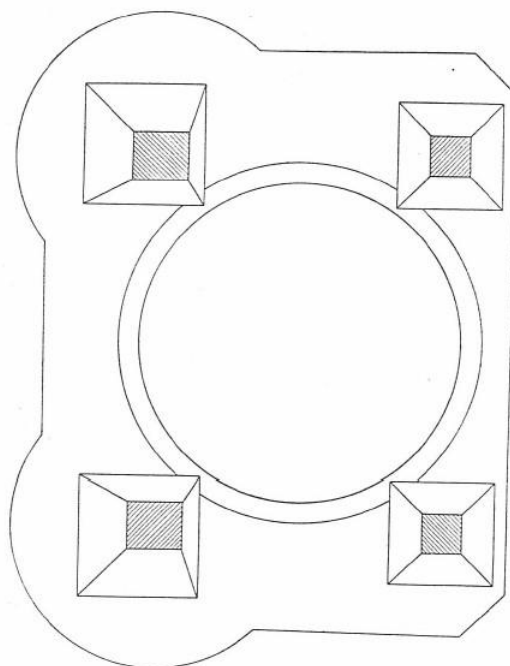


Figura 3.7 – Sapata contínua do cavalete à volta do poço de S. Vicente – adaptado de Almeida (1940)

### 3.3. MODELAÇÃO

#### 3.3.1. INTRODUÇÃO

No subcapítulo anterior foi feita a apresentação da estrutura do Cavalete de S. Vicente com recurso a toda a informação recolhida, não só a documentação oficial referente ao Cavalete, como a informação fornecida pela inspeção prévia já realizada e fornecida. Neste subcapítulo, desenvolveu-se o modelo numérico do cavalete, recorrendo a um programa de cálculo automático de análise estrutural da empresa *Autodesk, Robot Structural Analysis Professional 2019*. Para isso, foi preciso recorrer às plantas e cortes, com as dimensões medidas durante a inspeção realizada no local e que foram fornecidas ao autor. O modelo é constituído por elementos de barra e casca, procurando aproximar-se o máximo possível das características geométricas do caso em estudo, Figura 3.8. Foi considerado o sistema de eixos representado na mesma figura.

A estrutura foi dimensionada de acordo com as regras em vigor na época da sua construção e que seguiam o estabelecido nas patentes estrangeiras existentes. Porém, os códigos atuais são diferentes, e é com base nesses códigos que será feita a verificação de segurança da estrutura, definindo sobrecargas e ações para as quais ela nunca foi pensada. O sismo é um exemplo disso mesmo, uma vez que o primeiro código com referência à ação sísmica em Portugal data de 1958.

Quando se faz a verificação de segurança de uma estrutura antiga é preciso ter presente que ela não foi dimensionada para os códigos atuais, devendo a análise ter em conta esse facto.



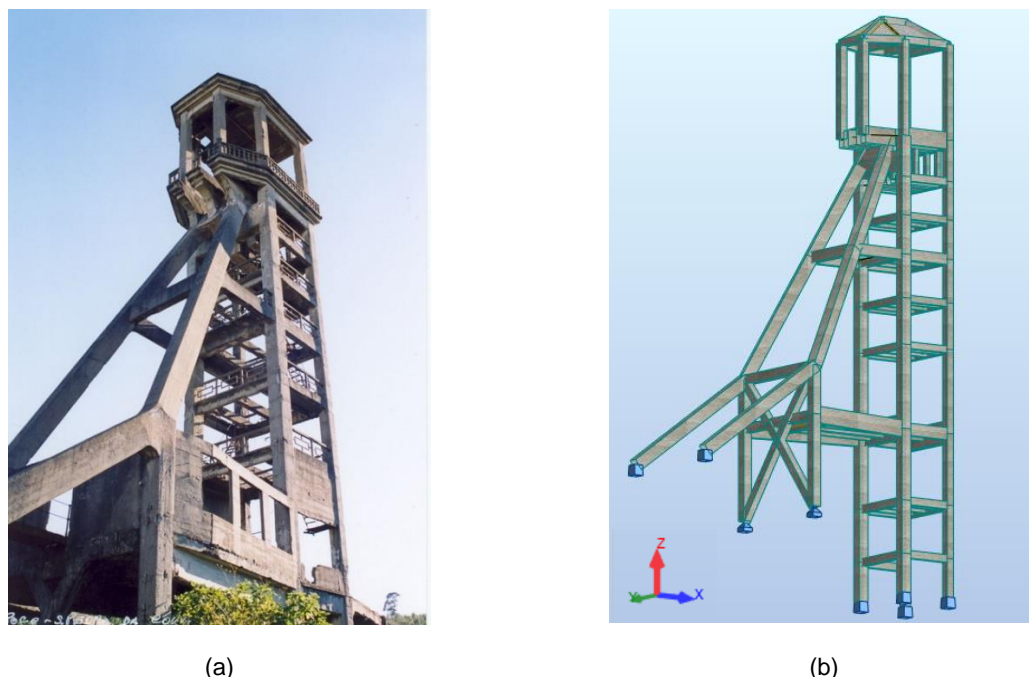


Figura 3.8 – Vista global da estrutural real (a) e do modelo numérico, realizado em “Autodesk Robot Structural Analysis” (b)

### 3.3.2. REQUISITOS REGULAMENTARES

A análise estrutural do caso de estudo terá em consideração as solicitações definidas nos regulamentos usados em projetos de estruturas, nomeadamente o Eurocódigo 0 (EC0), NP EN 1990 (2009), o Eurocódigo 1 (EC1), NP EN 1991-1-4 (2010) e o Eurocódigo 8 (EC8), NP EN 1998-1 (2010). Todas as verificações de segurança terão como base o Eurocódigo 2 (EC2), NP EN 1992-1-1 (2010).

O EC0 estabelece os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade a aplicar no projeto de estruturas. O EC1 define todas as ações em estruturas, excetuando as ações sísmicas que são apresentadas no EC8 que estabelece regras para a sua quantificação. Como estamos perante uma estrutura de betão armado, é necessário recorrer ao EC2 para as verificações de segurança.

### 3.3.3. MATERIAL E LEVANTAMENTO GEOMÉTRICO

Para a realização do modelo numérico foi necessário estimar as propriedades do material betão armado. Mesmo a documentação oficial referente à sua construção não refere explicitamente o tipo de betão, ou as suas características mecânicas.

Para tal, durante a inspeção prévia foram extraídos carotes da estrutura original para se proceder a ensaios normalizados e, assim, estimar a resistência do betão da estrutura. No entanto, durante a extração as carotes quebravam, não possuindo as dimensões indicadas pelas respetivas normas. Ainda assim, as carotes foram testadas e foram obtidos valores de resistência para o betão, com recurso às carotes de dimensões não normalizadas, bastante elevados (resistências nos valores de 40 e 50 MPa) como resultado da existência de agregados de dimensão elevada, sendo pouco provável que o betão no local apresentasse a resistência obtida nos ensaios. De qualquer forma, este assunto será detalhado no capítulo 4.

Assim, optou-se por considerar um betão C25/30, com um valor de peso específico  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ , um módulo de Elasticidade  $E=31\,000 \text{ MPa}$  e um coeficiente de Poisson  $\nu=0,2$ . O módulo de distorção,  $G$ , foi determinado, segundo a Equação 3.1, sendo igual a  $12\,917 \text{ GPa}$ .

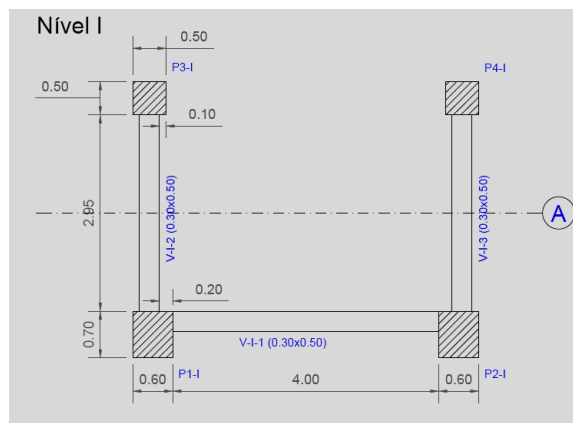
$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (3.1)$$

O modelo construído do Cavalete de S. Vicente, é composto por dez níveis, numerados de I a X, conforme se observa na Figura 3.8 e se observa pelas plantas e cortes do Anexo A1, ao longo dos seus  $37,90 \text{ m}$  de altura. Contém dois pares de pilares de secções distintas, dois prumos contraventados com recurso à ligação de dois elementos na diagonal, de igual secção, tornando possível a quebra de inclinação das escoras. Apesar das diferentes inclinações, as escoras apresentam a mesma geometria.

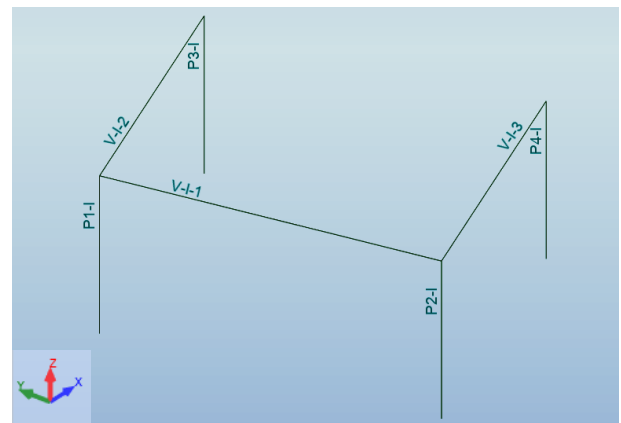
Para além dos elementos estruturais mencionados, salienta-se a existência de nove pilaretes localizados no nível IX e as lajes localizadas nos níveis III, IV, V, VI, VII, VIII, IX, simuladas com elementos de casca delgada com espessura equivalente às espessuras existentes. As vigas referentes aos vários níveis encontram-se descritas no Anexo A1, tal como todos os restantes elementos estruturais.

A nomenclatura dada aos elementos estruturais é igual à apresentada nas plantas fornecidas, desde o nível I ao nível X. A Figura 3.9 mostra a nomenclatura dada aos elementos estruturais para o nível I, repetindo-se para os restantes níveis.

A Tabela 3.3 apresenta um resumo dos elementos estruturais verticais e diagonais principais mencionados no texto acima.



(a)



(b)

Figura 3.9 – Nomenclatura dada nas plantas estruturais (a) e no modelo numérico para o nível I (b)



Tabela 3.3 – Principais elementos estruturais verticais e diagonais do modelo numérico do Cavalete de S. Vicente

Elemento Estrutural	Nomenclatura	Secção – m <sup>2</sup>
<b>Pilares</b>	P1 e P2	0,60x0,70
	P3 e P4	0,50x0,50
<b>Prumos</b>	Prumo	0,60x0,60
<b>Escoras</b>	Escora	0,60x0,80
<b>Diagonais/Contraventamento</b>	Diagonais	0,50x0,50
<b>Pilaretes</b>	M1, M3, M4, M6, M7, M8 e M9	0,30x0,30
	M2 e M5	0,80x0,30

### 3.3.4. OPÇÕES ESTRUTURAIS E DE MODELAÇÃO

Em termos genéricos, o modelo numérico é constituído por dez níveis, todos eles com pilares e vigas em betão armado.

É fundamental que os modelos representem com fiabilidade a realidade que se pretende estudar. Contudo, as escolhas devem seguir uma linha de raciocínio que permita ao projetista calibrar o modelo e perceber se os resultados obtidos são plausíveis, ou se o modelo apresenta falhas.

Indo de encontro a esta linha de raciocínio, e recorrendo ao programa de cálculo estrutural da *Autodesk, Robot Structural Analysis 2019*, foi realizado um modelo do caso em estudo utilizando elementos de barra e de casca.

Uma vez que todos os elementos foram representados com os eixos nivelados, foi necessário recorrer à ferramenta *offset* do programa de cálculo. Esta ferramenta permite definir excentricidades entre elementos estruturais, permitindo que apresentem eixos desalinhados. Para além desta ferramenta do programa de cálculo, também se recorreu à opção *rigid links*. Um *rigid link* estabelece uma ligação rígida entre dois nós. Por exemplo, se um nó (*master node*) estiver ligado através de um *rigid link* a um outro nó (*slave node*), este último tem que acompanhar o anterior, ou seja os dois nós terão os mesmos deslocamentos e/ou rotações, dependendo da ligação que se estabelecer entre os dois nós. Esta opção foi utilizada na ligação entre os pontos topo das “escoras” e os pontos onde ligam à restante estrutura. Com isto, obrigou-se os pontos a estarem rigidamente ligados, tendo o mesmo tipo de movimento.

Uma vez que se desconhece o tipo de fundações presente no cavalete, a solução dos apoios passou por considerar deslocamentos e rotações bloqueadas em todas as direções na base das escoras e dos pilares na base da torre, e por libertar as rotações na base dos apoios dos prumos.

Por fim, procedeu-se a ajustamentos no modelo, nomeadamente fixaram-se as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão, considerando-as iguais a metade da rigidez dos elementos não fendilhados, uma vez que o EC8 esclarece que, caso não seja efetuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados, poderá ser feita esta simplificação.

### 3.3.5. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

No dimensionamento de qualquer estrutura têm de se considerar diferentes ações. Elas são classificadas em ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais com o intuito de facilitar a sua quantificação e combinação. A neve, por ser uma carga sem qualquer tipo de influência na zona em que o edifício se insere não será considerada.

#### 3.3.5.1. Ações Permanentes

As ações permanentes, por definição, são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda, ou praticamente toda a vida da estrutura. As ações permanentes que se consideraram foram exclusivamente as do peso próprio dos materiais usados para as peças estruturais e que foram calculados com as densidades que constam na base de dados do programa e que transcrevem as normas que regem os materiais. Neste caso, foi usado para peso específico do betão armado o valor  $25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 3.3.5.2. Ações Variáveis

As ações variáveis são, por definição, ações que assumem valores com variação significativa em torno do valor médio durante a vida da estrutura. No caso de estudo, as ações variáveis consideradas foram a sobrecarga e o vento.

- Sobrecarga

Aplicaram-se dois tipos de sobrecarga diferentes. A sobrecarga envolve uma ação distribuída  $q_k$  para análise de efeito globais e uma carga concentrada,  $Q_k$ , para análise de efeitos locais.

Em edifícios correntes, o valor das sobrecargas é definido em função de categorias de utilização que se encontram divididas de A a D. Porque não se conseguiu enquadrar a nossa estrutura em qualquer tipo de utilização predefinida, foi estabelecida à priori uma sobrecarga de  $3 \text{ kN/m}^2$ .

Foi ainda necessário definir uma sobrecarga para a cobertura. As coberturas são classificadas em 3 categorias. Neste caso, como se trata de uma cobertura não acessível, exceto para operações de manutenção e reparação correntes, optou-se por uma categoria H.

Na Tabela 3.4, encontra-se os valores considerados para as sobrecargas aplicadas na nossa estrutura, de acordo com o que foi referido.

Tabela 3.4 – Sobrecargas aplicadas à estrutura

	Categoria	$q_k$	$Q_k$
<b>Cobertura</b>	H	$0,4 \text{ kN/m}^2$	1 kN
<b>Restantes Elementos</b>	A	$3 \text{ kN/m}^2$	2 kN

- Vento

A ação do vento nas estruturas está definida na NP EN 1991-1-4 (2010). Esta norma é aplicável para edifícios com alturas inferiores a 200m. O procedimento de cálculo usado para determinar as ações do vento foi o Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-4 (2010).

Com o objetivo de impor a ação do vento no modelo, foi preciso ter em conta a localização do Cavalete de S. Vicente. Trata-se de uma estrutura localizada em Gondomar, ou seja, na zona A. Considerou-se um terreno tipo II, Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Dados do edifício para a ação do vento

Localização	Gondomar	Zona A	
Categoria do Terreno	II	$Z_0=0,05$ m	$Z_{\min}=3$ m

O valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , com uma altura acima dos 10m acima do solo e para terreno da categoria II, é dado pela Equação 3.2:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \approx v_{b,0} \quad (3.2)$$

em que  $v_{b,0}$  é o valor básico da velocidade de referência do vento,  $c_{dir}$  é o coeficiente de direção, normalmente igual a 1, e  $c_{season}$  é o coeficiente de sazão, em geral igual a 1. O valor básico da velocidade de referência do vento é  $v_{b,0}=27$  m/s, em correspondência com a zona A.

A pressão dinâmica de referência, que depende do regime local dos ventos, rugosidade do terreno, orografia e altura de referência, é calculada pela Equação 3.3:

$$q_p = C_e(Z) \times q_b \quad (3.3)$$

onde a pressão dinâmica de referência é dada pela Equação 3.4:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.4)$$

sendo a massa volúmica do ar,  $\rho$ , é igual a 1,25 kg/m<sup>3</sup> e o valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , é igual a 27 m/s.

De modo a traçar o perfil de pressão dinâmica, foi necessário verificar se no modelo numérico a altura era menor ou maior do que duas vezes o seu comprimento. Após verificar-se que altura era muito superior ao comprimento,  $h \gg 2b$ , considerou-se o perfil de pressão dinâmica da Figura 3.10.

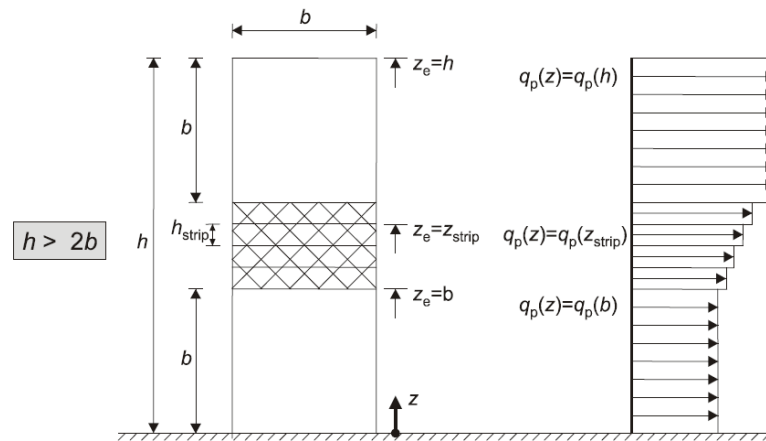


Figura 3.10 – Perfil de pressão dinâmica e altura de referência  $z_e$  em função de  $h$  e  $b$  – adaptado da NP EN 1991-1-4 (2010)

No entanto, devido à complexidade do perfil das pressões dinâmicas, foram feitas algumas simplificações. A solução passou por dividir o modelo numérico em 3 zonas de pressões, aplicando nas diferentes zonas uma pressão dinâmica diferente.

Para a direção X, o comprimento  $b$  é igual a 4,7 m, enquanto que para a direção Y o mesmo  $b$  foi de 3,56 m, determinando-se assim as pressões dinâmicas de pico, apresentados na Tabela 3.6. Os cálculos auxiliares encontram-se em Anexo A2. Por simplificação, considerou-se que a pressão dinâmica de pico entre os níveis II e IX, era igual à média entre as pressões dinâmicas inferior e superior.

Tabela 3.6 – Valores obtidos para as pressões dinâmicas de pico em função de  $z_e$

	Vento X com $b=4,7$ m	Vento Y com $b=3,56$ m
<b>Nível I</b>	$q_p=0,863$ kN/m <sup>2</sup>	$q_p=0,790$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Nível II a Nível IX</b>	$q_p=1,175$ kN/m <sup>2</sup>	$q_p=1,139$ kN/m <sup>2</sup>
<b>Nível X</b>	$q_p=1,487$ kN/m <sup>2</sup>	$q_p=1,487$ kN/m <sup>2</sup>

Conhecendo as pressões dinâmicas de pico, calcularam-se as forças exercidas pelo vento nos respetivos elementos, de acordo com a Equação 3.5:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \quad (3.5)$$

Para o cálculo das forças, foi necessário determinar o coeficiente de força,  $c_f$ , e o coeficiente estrutural  $c_s c_d$ , recorrendo à NP EN 1991-1-4 (2010). Para além destes coeficientes, estimou-se o coeficiente de atrito,  $c_{fr}$ .

O coeficiente estrutural é definido na secção 6 do EC1. No entanto, optou-se por um coeficiente conservativo igual a 1, por simplificação.

O coeficiente de força,  $c_f$ , é calculado pela Equação 3.6. Através de cálculos expeditos obteve-se um valor de  $c_{f,0}$  aproximadamente igual a 2 para todos os elementos, uma vez que as relações entre altura e comprimento das várias secções eram aproximadamente iguais para as diferentes orientações do vento.

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad (3.6)$$

O coeficiente de redução das secções quadradas com cantos arredondados,  $\psi_r$ , é igual a 1, uma vez que os cantos não são arredondados. Para o coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornados pelo vento,  $\psi_\lambda$ , foi admitido um valor igual a 1, uma vez que, o cálculo do índice de cheios da estrutura foi aproximadamente igual a 0,3. Assim, com recurso à Figura 7.36 da NP EN 1991-1-4 (2010), conclui-se que o coeficiente de força considerado seria igual a 2.

Em relação ao coeficiente de atrito,  $c_{fr}$ , considerou-se que se tratava de um betão rugoso e de valor igual a 0,02. Realça-se que as forças de atrito, aplicadas em todas as lajes, são forças resultantes do atrito do vento paralelamente às superfícies. No modelo numérico foi aplicado, tanto na direção X como na direção Y, uma força de atrito,  $F_{Fr}$ , igual a 0.05 kN/m.

Segundo a designação da NP EN 1991-1-4 (2010), a cobertura do modelo é uma cobertura isolada, pois não tem paredes permanentes. A definição de áreas para a distribuição dos coeficientes de pressão na cobertura é um processo moroso, com alguma complexidade e, para além disso, trata-se de uma cobertura isolada de quatro vertentes, caso que não se encaixa em nenhuma das situações que o regulamento define. Na definição desta carga, dividiu-se o mecanismo de ação do vento sobre a cobertura em dois casos: sobrelevação e sucção. Com a inclinação da cobertura e o coeficiente de força, obtiveram-se os coeficientes de pressão, com recurso ao Quadro 7.7 do EC1, chegando aos valores da força exercida pelo vento na cobertura.

Os cálculos de todas as forças exercidas nos elementos estruturais encontram-se no Anexo A2. A introdução dessas forças no modelo numérico foi feita nas direções X e Y, nos sentidos positivo e negativo. Na Figura 3.8 encontram-se as direções dos eixos. Ressalva-se também que se teve em conta a sobrelevação e sucção da cobertura para cada direção e sentido.

A análise da ação do vento foi realizada considerando o edifício isolado.

### 3.3.5.3. Ações Acidentais

As ações acidentais, são ações que só com muito fraca probabilidade assumem valores significativos durante toda a vida da estrutura. No presente caso foi considerada a ação sísmica, tal como é apresentada no EC8, NP EN 1998-1 (2010). Nos casos gerais, a intensidade da ação sísmica é definida por um único parâmetro que consiste no valor de referência da aceleração máxima na base, num terreno tipo:  $a_{gr}$ . A norma utilizada contempla dois tipos de ação sísmica: tipo 1, sismo afastado e tipo 2, sismo próximo. Em Portugal estas duas ações apresentam zonamentos distintos.

- Sismo

A zona onde se encontra a estrutura apresenta baixa atividade sísmica. De qualquer forma, é imposto regularmente a análise da estrutura sujeita a esta ação. No presente caso, a estrutura localiza-se em

Gondomar, correspondendo-lhe as zonas sísmicas 1,6 e 2,5 para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente. Com isto, obtiveram-se os valores de referência da aceleração máxima na base da estrutura para os dois tipos de ações sísmicas:  $0.35 \text{ m/s}^2$  e  $0.8 \text{ m/s}^2$ , respetivamente.

Relativamente ao tipo de terreno, não foi possível obter uma informação detalhada; seguindo a informação de Almeida (1940), optou-se por um terreno do tipo B. Essa opção é consentânea com o facto da estrutura se localizar no distrito do Porto, onde o solo é predominantemente residual do granito, no entanto, o solo pode variar bastante entre duas zonas contíguas, ou próximas.

De acordo com o EC8, o valor da aceleração de projeto em terreno rochoso,  $a_g$ , é dado pela Equação 3.7:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gr} \quad (3.7)$$

sendo  $\gamma_I$  o coeficiente relativo à classe de importância da estrutura em estudo, assumindo neste caso o valor de 1.0 correspondente a uma classe de importância II (Quadro 4.3 do EC8).

Para a realização da análise sísmica foi usado o espectro de resposta elástica de acelerações para as componentes horizontais da ação sísmica, indicado no EC8, Figura 3.11, onde  $S_e(T)$  representa o espectro de resposta elástica,  $T$  é o período de vibração de um sistema linear com 1 grau de liberdade,  $\eta$  é o coeficiente de correção do amortecimento, tomando o valor de referência de  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso, de acordo com a NP EN 1998-1 (2010). Os valores dos parâmetros  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  encontram-se indicados na Tabela 3.7 e Tabela 3.8, correspondentes à situação em estudo. Estes últimos, bem como o parâmetro  $S$  (coeficiente do solo), dependem do tipo de terreno em que está inserida a estrutura a analisar, no presente caso do tipo B. Assim, recorrendo ao quadro NA-3.2 do Anexo A do EC8, foram considerados os valores apresentados na Tabela 3.7 e Tabela 3.8.

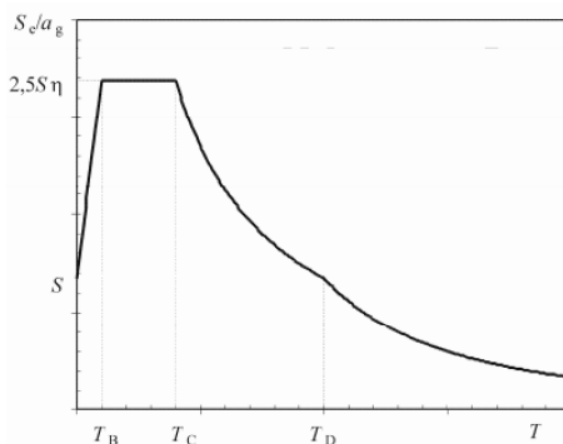


Figura 3.11 – Configuração do espectro de resposta elástica – adaptado da NP EN 1998-1 (2010)

Definidos os parâmetros de caracterização das ações sísmicas atuantes na estrutura, foi adotado o método de sobreposição modal designado por Combinação Quadrática Completa, permitindo a combinação das respostas máximas dos modos de vibração com qualquer relação de frequências entre si.

Tabela 3.7 – Parâmetros da ação sísmica 1

<b>Ação Sísmica 1</b>				
<b>Tipo de Terreno</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub></b>	<b>T<sub>C</sub></b>	<b>T<sub>D</sub></b>
<b>B</b>	1,35	0,10	0,60	2,00
<b>Classe de Importância</b>	<b>γ</b>	<b>Zona Sísmica</b>	<b>a<sub>gr</sub></b>	<b>a<sub>g</sub></b>
<b>II</b>	1,00	1,60	0,35	0,35

Tabela 3.8 – Parâmetros da ação sísmica 2

<b>Ação Sísmica 2</b>				
<b>Tipo de Terreno</b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub></b>	<b>T<sub>C</sub></b>	<b>T<sub>D</sub></b>
<b>B</b>	1,35	0,10	0,25	2,00
<b>Classe de Importância</b>	<b>γ</b>	<b>Zona Sísmica</b>	<b>a<sub>gr</sub></b>	<b>a<sub>g</sub></b>
<b>II</b>	1,00	2,50	0,80	0,80

No Anexo A3 apresenta-se o espectro de resposta considerado para as ações sísmicas, de acordo com os parâmetros mencionados.

Para se definir completamente o espectro de resposta é necessário selecionar o coeficiente de comportamento. O EC8, NP EN 1998-1 (2010), apresenta algumas informações e considerações a ter em conta quando se pretende estimar o melhor valor para o coeficiente de comportamento em diferentes tipos de edifícios. Para tal, recorreu-se à secção 5.2.2.2 da mesma norma e, tratando-se de uma estrutura não regular em altura nem em planta, considerou-se um coeficiente de comportamento igual a 1,5, sendo o valor mais conservativo possível. Na realidade, este coeficiente retrata o facto de se tratar de uma estrutura que não foi dimensionada para ser dúctil.

Para a contabilização dos efeitos de inércia na análise sísmica, deve ser considerada, de acordo com o EC8, a participação das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na combinação de ações indicada na Equação 3.8:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad (3.8)$$

em que  $G_{k,j}$  diz respeito às ações permanentes atuantes na estrutura, neste caso o peso próprio da estrutura modelada,  $Q_{k,i}$  representa as ações variáveis que atuam na estrutura, sendo neste estudo considerada uma sobrecarga de 3kN/m<sup>2</sup>, e  $\Psi_{E,i}$  é o coeficiente de combinação para a ação variável  $i$ , determinado através da Equação 3.9 retirada do EC8, secção 4.2.4. De acordo com a norma indicada, “os coeficientes de combinação  $\Psi_{E,i}$  têm em conta a possibilidade das cargas  $Q_{k,i}$  não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo”.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \times \varphi_{2,i} \quad (3.9)$$

O valor do coeficiente  $\varphi$  é determinado através do Quadro 4.2 do Eurocódigo 8. Neste caso foi considerado o valor de 0,8 para o coeficiente  $\varphi$ . Quanto ao coeficiente de combinação  $\Psi_{E,i}$ , foi determinado com recurso ao EC0, (EN 1990:2009), por consulta do Anexo A1, Quadro A1.1, tendo sido atribuído o valor de 0,3, tendo em conta a categoria A (zonas de habitação), por simplificação. Efetuando o cálculo obteve-se um valor para  $\Psi_{E,i}$  igual a 0.24.

Porém, antes da análise sísmica, foi efetuada uma análise modal de modo a conhecer as diversas frequências naturais e modos de vibração associados, tendo na análise sísmica sido considerados todos os modos de vibração significativos para o comportamento global da estrutura. Com este objetivo, foram impostas as seguintes condições para cada uma das direções em análise, segundo a secção 4.3.3.3.1 do EC8:

- A soma da massa total efetiva que participa na resposta é superior ou igual a 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos de vibração com uma massa efetiva superior a 5% da massa total são tidos em conta.

De forma a cumprir os requisitos anteriores, na análise sísmica da estrutura foram considerados os primeiros dezanove modos de vibração.

A análise modal efetua-se através da Combinação Quadrática Simples (SRSS) das respostas espetrais máximas de cada modo de vibração, sempre que os modos de vibração sejam independentes entre si, tal como se encontra referido na secção 4.3.3.3.2-1 do EC8. Caso não se verifique a condição anterior, deve adotar-se a Combinação Quadrática Completa (CQC).

Através da análise modal, verificou-se que a expressão 4.15 do EC8 não era respeitada, ou seja,  $T_j > 0,9T_i$  pelo que se recorreu à Combinação Quadrática Completa (CQC) para a combinação modal.

Todos os modos constantes da Tabela 3.9 foram incluídos na análise sísmica, tendo-se conseguido mobilizar cerca de 90% da massa total em cada uma das direções horizontais. Na Tabela 3.10 resumem-se as características dos principais modos de vibração determinados com base no modelo numérico.

Como comentário geral, constatou-se que as frequências naturais dos modos de vibração da estrutura são relativamente baixas, ou seja, a estrutura é bastante flexível.

Da Figura 3.12 à Figura 3.16 ilustram-se as configurações modais dos principais modos de vibração da estrutura. Os restantes modos de vibração encontram-se representados no Anexo A3.



Tabela 3.9 – Resultados da análise modal obtidos através do *Robot Structural Analysis*

Mo do	Frequência (Hz)	Período (s)	$\Sigma$ Part. Mas. UX (%)	$\Sigma$ Part. Mas. UY (%)	Part. Mas. UX (%)	Part. Mas. UY (%)
1	1,6	0,63	0	64,82	0	64,82
2	2,28	0,44	0	71,61	0	6,79
3	2,48	0,4	49,97	71,61	49,97	0
4	3,19	0,31	63,67	71,61	13,71	0
5	3,23	0,31	63,67	79,86	0	8,25
6	3,97	0,25	63,67	80,9	0	1,04
7	4,74	0,21	84,02	80,9	20,35	0
8	5,12	0,2	84,02	81,78	0	0,88
9	6,45	0,16	88,62	81,78	4,59	0
10	6,6	0,15	88,62	82,47	0	0,69
11	7,81	0,13	88,62	83,03	0	0,57
12	8,75	0,11	88,62	83,05	0	0,02
13	9,91	0,1	89,56	83,05	0,94	0
14	10,91	0,09	89,62	83,05	0,06	0
15	11,42	0,09	89,62	84,09	0	1,04
16	11,65	0,09	90,21	84,1	0,59	0
17	12,16	0,08	90,21	88,93	0	4,84
18	13,45	0,07	90,68	88,95	0,47	0,02
19	13,49	0,07	90,68	96,04	0	7,09

Tabela 3.10 – Identificação dos principais modos de vibração do Cavalete

Modo	Frequência (Hz)	Interpretação da configuração modal
1	1,6	Modo de flexão global da torre segundo y com ligeira torção
2	2,28	Modo de torção global
3	2,48	Modo de flexão global da torre segundo x
4	3,19	Modo de flexão global da torre segundo x
5	3,23	Modo de flexão global da torre segundo y com ligeira torção e flexão nas “escoras”

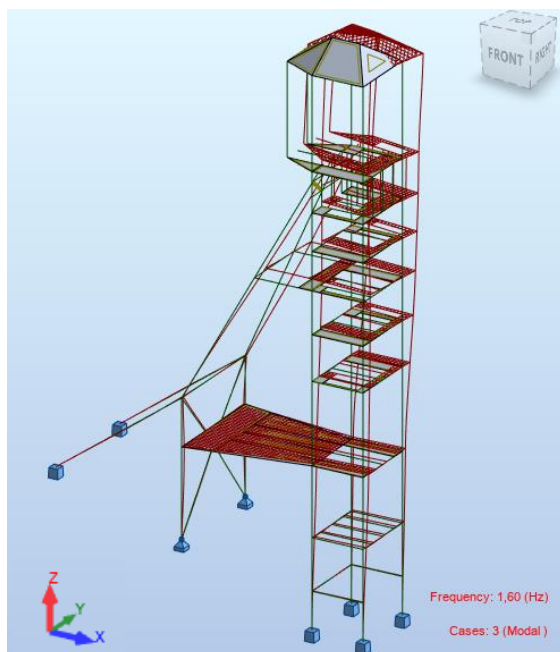


Figura 3.12 – 1º modo de vibração com  $f=1,60$  Hz – adaptado do *Robot Structural Analysis*



Figura 3.13 – 2º modo de vibração com  $f=2,28$  Hz – adaptado do *Robot Structural Analysis*

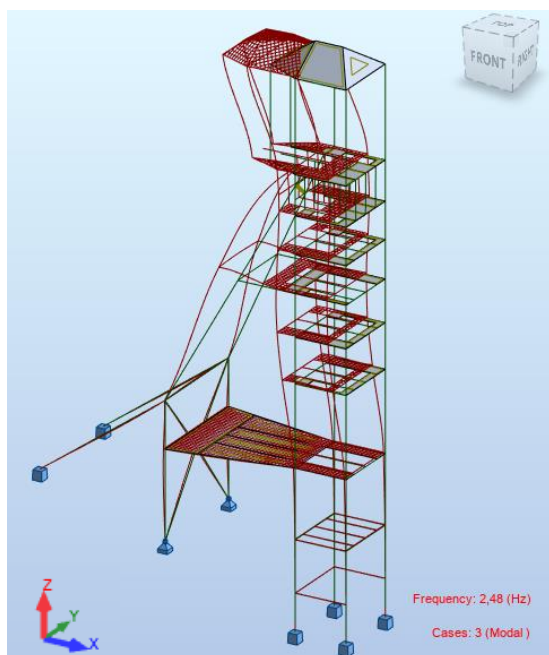


Figura 3.14 – 3º modo de vibração com  $f=2,48$  Hz – adaptado do *Robot Structural Analysis*

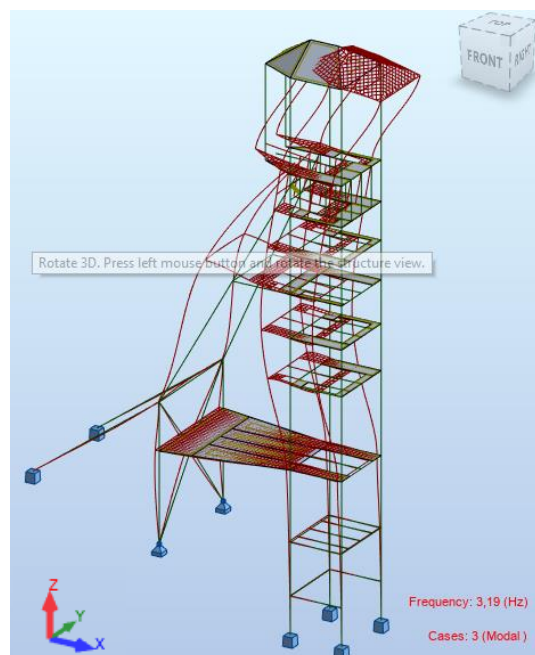


Figura 3.15 – 4º modo de vibração com  $f=3,19$  Hz – adaptado do *Robot Structural Analysis*



Figura 3.16 – 5º modo de vibração com  $f=3,23$  Hz – adaptado do *Robot Structural Analysis*

Por fim, para cada tipo de ação sísmica combinou-se as ações na direção X e na direção Y de acordo com as Equações 3.10 à 3.13:

$$E_{d,x}'' + 0.3E_{d,y}'' \quad (3.10)$$

$$E_{d,x}'' - 0.3E_{d,y}'' \quad (3.11)$$

$$0.3E_{d,x}'' + E_{d,y}'' \quad (3.12)$$

$$0.3E_{d,x}'' - E_{d,y}'' \quad (3.13)$$

### 3.3.6. DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES

Definindo as ações relevantes a atuar na estrutura, é essencial estabelecer a combinação entre elas.

O Estado Limite Último (ELU),  $E_{d,dest} \leq E_{d,stab}$ , corresponde ao estado que precede o colapso estrutural, aquele que provoca o esgotamento da capacidade resistente e coloca em causa a segurança.

Fundamental:

$$\sum_{j>1} 1,35 \times G_{k,j}'' + 1,5 \times Q_{k,1}'' + \sum_{i>1} 1,5 \times \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.14)$$

Sísmica:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.15)$$

Característica:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.16)$$

Quase-Permanente:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.17)$$

**3.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA****3.4.1. INTRODUÇÃO**

Neste subcapítulo será verificada a segurança, pressupondo que a estrutura se encontra em bom estado. Ressalva-se que as estruturas podem apresentar um bom estado de conservação e não verificar a segurança. A análise dos estados limite, foi efetuada de acordo com as combinações apresentadas em 3.3.6.

Como comentário geral, refere-se que no contexto da estrutura em análise, a ação sísmica não apresentou grande relevância quando comparada com a ação do vento. A ação do vento é a ação predominante, de acordo com a definição feita nos subcapítulos anteriores, devido aos diversos pressupostos considerados, visto tratar-se de uma estrutura reticulada e pouco pormenorizada no EC1. Este grau de complexidade não era esperado no decorrer da dissertação, mais propriamente na modelação da estrutura.

As verificações efetuadas foram realizadas de acordo com os pressupostos estabelecidos no EC2 para o Estado Limite Último, não só para a flexão, como para o esforço transversal da estrutura e com o recurso às tabelas e ábacos dos autores Monteiro, Lima e Mun (1999).

As verificações que se apresentam nos pontos seguintes foram feitas nos elementos onde, quer pela conjugação de esforços e características geométricas, quer pela sua secção e comprimento, se estimava poderem não cumprir os requisitos de segurança, apesar de todas as situações terem sido alvo de análise.

Ressalva-se que foi feita a avaliação de segurança a todos os elementos estruturais, no entanto, só serão apresentados os três elementos com pior comportamento aos regulamentos atuais.

As características do betão, tal como a informação detalhada das armaduras e dos resultados dos ensaios realizados, foram fornecidas após uma inspeção prévia ao cavalete mineiro.

Expõe-se, de seguida, as características do material usado para as verificações de segurança, Tabela 3.11, estimadas de acordo com os ensaios realizados e referidos no capítulo seguinte.

Tabela 3.11 – Valores das características do betão e das armaduras

Betão C25/30	
$f_{ck}$	25 MPa
$f_{ck,cubo}$	30 MPa
$f_{cm}$	33 MPa
$f_{ctm}$	2,6 MPa
$E_{cm}$	31 GPa
Armaduras	
$f_{yk}$	300 MPa

### 3.4.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

#### 3.4.2.1. Viga V-IV-2

A viga escolhida para fazer a verificação de segurança foi a denominada por V-IV-2, Figura 3.17, de acordo com a nomenclatura já explicada anteriormente. As dimensões da viga, tal como a sua armadura, de acordo com os elementos obtidos durante o levantamento geométrico da estrutura encontram-se detalhados na Tabela 3.12.

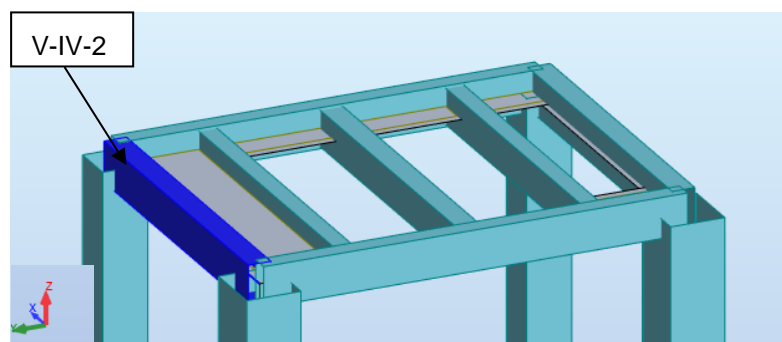


Figura 3.17 – Identificação da Viga V-IV-2 – Robot Structural Analysis

Tabela 3.12 – Tabela resumo do levantamento geométrico da Viga V-IV-2

<b>Secção (LxB)</b>	0,25x0,45 m <sup>2</sup>
<b>b</b>	0,25 m
<b>h</b>	0,45 m
<b>d</b>	0,40 m
<b>Armadura Inferior</b>	2 $\phi$ 25 (As=9,82 cm <sup>2</sup> )
<b>Armadura Superior</b>	2 $\phi$ 25 (As=9,82 cm <sup>2</sup> )
<b>Estribos</b>	$\phi$ 5/0,10 (2r) (As=1,78 cm <sup>2</sup> /m)

A Figura 3.18 representa um corte esquemático das vigas do cavalete.

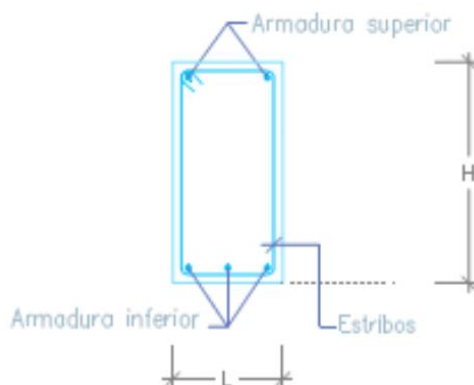


Figura 3.18 – Corte representativo das armaduras detetadas nas vigas

Posto isto, a partir da modelação e das ações e combinações descritas anteriormente, obtiveram-se os esforços atuantes na viga, Tabela 3.13, e realizaram-se as verificações de segurança aos esforços de flexão e de corte.

Tabela 3.13 – Esforços máximos da envolvente de combinações para o ELU na Viga V-IV-2, obtidos através do modelo numérico

Esforços na Viga V-IV-2	
<b>N</b>	-15 kN*
<b>V</b>	52 kN
<b>M<sub>y</sub></b>	-62 kN.m

\*sinal (-) indica tração.

- Flexão

Considerando flexão composta e uma secção retangular duplamente armada, Figura 3.19, faz-se a verificação de segurança à flexão com o apoio das tabelas e ábacos dos autores Monteiro, Lima e Mun (1999).

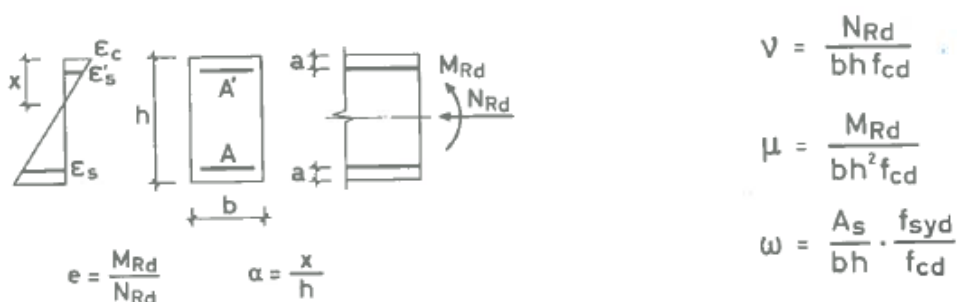


Figura 3.19 – Ábaco 13 referente à flexão composta com secção retangular e duplamente armada – adaptado de Monteiro, Lima e Mun (1999)

Assim, tomando como base as expressões apresentadas na Figura 3.19, os esforços da Tabela 3.13 e os dados para a verificação à flexão da viga V-IV-2, Tabela 3.14, determinou-se a quantidade de armadura que a viga deveria ter para cumprir a verificação de segurança, Tabela 3.15.

Tabela 3.14 – Dados para a verificação à flexão da Viga V-IV-2

<b>f<sub>ck</sub></b>	25 MPa	<b>b</b>	0,25 m
<b>f<sub>cd</sub></b>	16,7 MPa	<b>h</b>	0,45 m
<b>N</b>	-15 kN	<b>d</b>	0,4 m
<b>M<sub>y</sub></b>	-62 kN.m		

Tabela 3.15 – Verificação à flexão da Viga V-IV-2

<b>u</b>	-0,007984
<b>μ</b>	0,073335
<b>w</b>	0,170
<b>A<sub>s</sub></b>	15,66 cm <sup>2</sup>

Deste modo, conclui-se que a viga verifica a segurança, relativamente à flexão, pois a armadura necessária é de 15,66 cm<sup>2</sup> e a armadura que a viga tem é de 19,64 cm<sup>2</sup>.

- Esforço Transverso

Para a verificação de segurança ao esforço transverso foi necessário arbitrar um valor da  $\cot\theta$ . Assumiu-se um valor de 2,5, por ser o valor mais conservativo, e cumprir a condição 3.18:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \quad (3.18)$$

No caso de elementos com armaduras de esforço transverso por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente é o menor das Equações 3.19 e 3.20. Para verificar o esmagamento, a Equação 3.19 tem de ser superior ao esforço transverso atuante, segundo o EC2.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \quad (3.19)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}} \quad (3.20)$$

Assim, tomando como base as Equações 3.19 e 3.20, o esforço transversal, Tabela 3.13 e os dados para a verificação ao esforço transversal da viga V-IV-2, Tabela 3.16, determinou-se a quantidade de armadura que a viga deveria ter por metro, Tabela 3.17.

Tabela 3.16 – Dados para verificação ao esforço transversal da Viga V-IV-2

<b><math>f_{ck}</math></b>	25 MPa	<b><math>b_w</math></b>	0,25 m
<b><math>f_{yk}</math></b>	300 MPa	<b><math>h</math></b>	0,45 m
<b><math>V_{ed}</math></b>	52 kN	<b><math>z</math></b>	0,36 m
<b><math>a</math></b>	0,05 m	<b><math>d</math></b>	0,40 m

Tabela 3.17 – Verificação ao esforço transversal da Viga V-IV-2

<b><math>\alpha_{cw}</math></b>	1
<b><math>v_1</math></b>	0,528
<b><math>\cot\theta</math></b>	2,5
<b><math>V_{rd,m\acute{a}x}</math></b>	274 kN
<b><math>A_{sw/s}</math></b>	2,83 cm <sup>2</sup> /m

Com recurso aos dados para a verificação ao esforço transversal, Tabela 3.16, verifica-se pela Tabela 3.17, a verificação ao esforço transversal não é cumprida, pois é necessário 2,83 cm<sup>2</sup>/m e a secção tem apenas 1,78 cm<sup>2</sup>/m. Relativamente ao esmagamento do betão, verifica-se que  $V_{rd,m\acute{a}x}$  é muito superior ao  $V_{rd}$ , ou seja, não há esmagamento do betão.

#### 3.4.2.2. Escora

A escora usada para a verificação de segurança encontra-se identificada na Figura 3.20. Realça-se que a escora mantém a sua secção do nível I até ao nível IX.

As dimensões da escora, tal como a sua armadura, de acordo com os elementos obtidos durante o levantamento geométrico da estrutura encontram-se detalhados na Tabela 3.18.



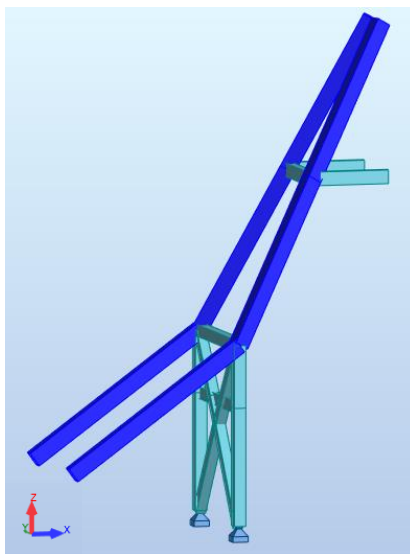


Figura 3.20 – Identificação da Escora – Robot Structural Analysis

Tabela 3.18 – Tabela resumo do levantamento geométrico da Escora

<b>Secção (LxB)</b>	0,60x0,80 m <sup>2</sup>
<b>b</b>	0,60 m
<b>h</b>	0,80 m
<b>d</b>	0,72 m
<b>Armadura Inferior</b>	8φ25 (As=39,27 cm <sup>2</sup> )
<b>Armadura Superior</b>	5φ25 (As=24,54 cm <sup>2</sup> )
<b>Estribos</b>	φ10//0,20 (2r) (As=3,95 cm <sup>2</sup> )

A Figura 3.21 representa um corte esquemático da escora do cavalete.

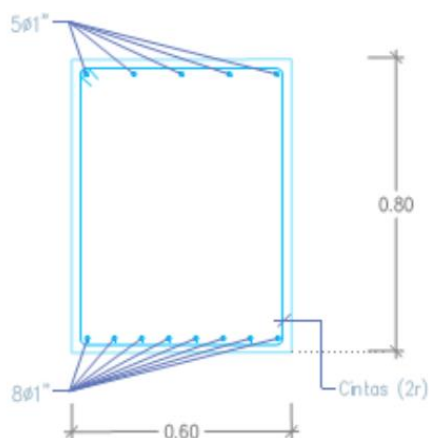


Figura 3.21 – Corte representativo das armaduras detetadas na Escora

Posto isto, a partir da modelação e das ações e combinações descritas anteriormente, obtiveram-se os esforços atuantes na escora, Tabela 3.19, e realizaram-se as verificações de segurança aos esforços de flexão e de corte.

Tabela 3.19 – Esforços máximos da envolvente de combinações para o ELU na Escora, obtidos através do modelo numérico

Esforços na Escora	
<b>N</b>	-400 kN*
<b>V</b>	80 kN
<b>M<sub>y</sub></b>	-280 kN.m

\*sinal (-) indica tração.

- Flexão

Considerando flexão composta e uma secção retangular duplamente armada, Figura 3.22, faz-se a verificação de segurança à flexão com apoio das tabelas e ábacos dos autores Monteiro, Lima e Mun (1999).

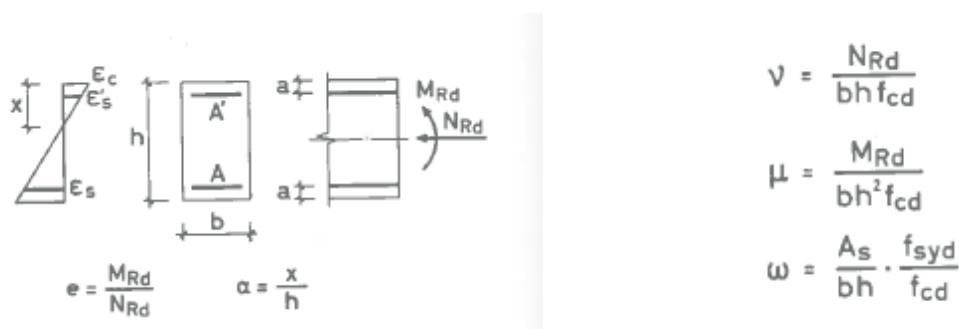


Figura 3.22 – Ábaco 11 referente à flexão composta com secção retangular e duplamente armada – adaptado de Monteiro, Lima e Mun (1999)

Assim, tomando como base as expressões apresentadas na Figura 3.22, os esforços da Tabela 3.19 e os dados para a verificação à flexão da escora, Tabela 3.20, determinou-se a quantidade de armadura que a escora deveria ter para cumprir a verificação de segurança, Tabela 3.21.

Tabela 3.20 – Dados para a verificação à flexão da Escora

<b>f<sub>ck</sub></b>	25 MPa	<b>b</b>	0,60 m
<b>f<sub>cd</sub></b>	16,7 MPa	<b>h</b>	0,80 m
<b>N</b>	-400 kN	<b>d</b>	0,72 m
<b>M<sub>y</sub></b>	-280 kN.m		

Tabela 3.21 – Verificação à flexão da Escora

<b>u</b>	-0,05
<b>μ</b>	0,043663
<b>w</b>	0,115
<b>A<sub>s</sub></b>	45,20 cm <sup>2</sup>

Deste modo, conclui-se que a escora verifica a segurança relativamente à flexão, pois a armadura necessária é de 45,20 cm<sup>2</sup> e a armadura que a escora tem é de 63,81 cm<sup>2</sup>.

- Esforço Transverso

Para a verificação de segurança ao esforço transverso, foi necessário arbitrar um valor da  $\cot\theta$ . Assumiu-se um valor de 2,5, por ser o valor mais conservativo, e cumprir a condição 3.21.

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \quad (3.21)$$

No caso de elementos com armaduras de esforço transverso por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente é o menor das Equações 3.22 e 3.23. Para verificar o esmagamento, a Equação 3.22 tem de superior ao esforço transverso atuante, segundo o EC2.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \quad (3.22)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}} \quad (3.23)$$

Assim, tomando como base as Equações 3.22 e 3.23, o esforço transverso, Tabela 3.19 e os dados para a verificação ao esforço transverso da escora, Tabela 3.22, determinou-se a quantidade de armadura que a viga deveria ter por metro, Tabela 3.23.

Tabela 3.22 – Dados para a verificação ao esforço transverso da Escora

<b>f<sub>ck</sub></b>	25 MPa	<b>b<sub>w</sub></b>	0,60 m
<b>f<sub>yk</sub></b>	300 MPa	<b>h</b>	0,80 m
<b>V<sub>ed</sub></b>	80 kN	<b>z</b>	0,648 m
<b>a</b>	0,08 m	<b>d</b>	0,72 m

Tabela 3.23 – Verificação ao esforço transversal da Escora

$\alpha_{cw}$	1
$v_1$	0,528
$\cot\theta$	2,5
$V_{rd,m\acute{a}x}$	1182 kN
$A_{sw/s}$	2,42 cm <sup>2</sup> /m

Com recurso aos dados para a verificação de segurança ao esforço transversal, Tabela 3.22, verifica-se pela Tabela 3.23, a verificação ao esforço transversal é cumprida, pois é necessário 2,42 cm<sup>2</sup>/m e a secção tem 3,95 cm<sup>2</sup>/m. Relativamente ao esmagamento do betão, verifica-se que  $V_{rd,m\acute{a}x}$  é muito superior ao  $V_{rd}$ , ou seja, não há esmagamento do betão.

#### 3.4.2.3. Pilar P1-I

Todos os pilares foram verificados e comprovou-se que estariam todos em conformidade com as normas atuais. No entanto, foi escolhido o pilar P1-I para fazer a verificação de segurança, Figura 3.23. Esta nomenclatura encontra-se de acordo com as plantas e cortes do Anexo A1. As dimensões do pilar, tal como a sua armadura, de acordo com os elementos obtidos durante o levantamento geométrico da estrutura encontram-se detalhados na Tabela 3.24.

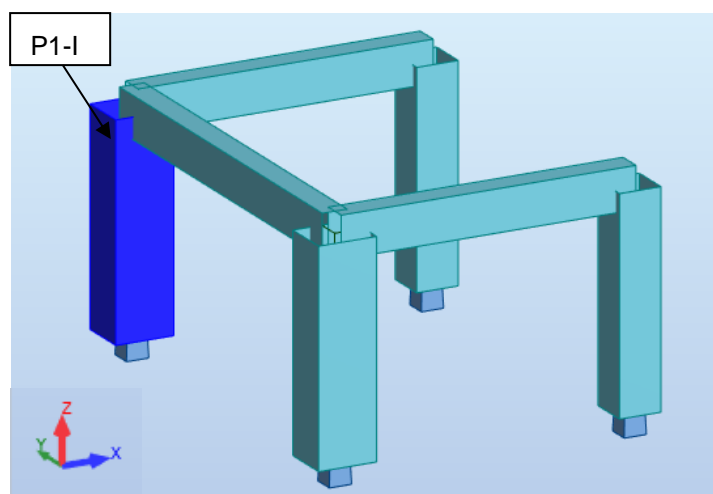


Figura 3.23 – Identificação do Pilar P1-I – Robot Structural Analysis

Tabela 3.24 – Tabela resumo do levantamento geométrico do Pilar P1-I

<b>Secção (LxB)</b>	0,60x0,70 m <sup>2</sup>
<b>b</b>	0,60 m
<b>h</b>	0,70 m
<b>d</b>	0,63 m
<b>Armadura</b>	8 $\phi$ 25 3 varões por face ( $A_s=39,27$ cm <sup>2</sup> )
<b>Estribos</b>	$\phi$ 10//0,10 (2r) ( $A_s=2,36$ cm <sup>2</sup> )

A Figura 3.24 representa um corte esquemático do pilar do cavalete.

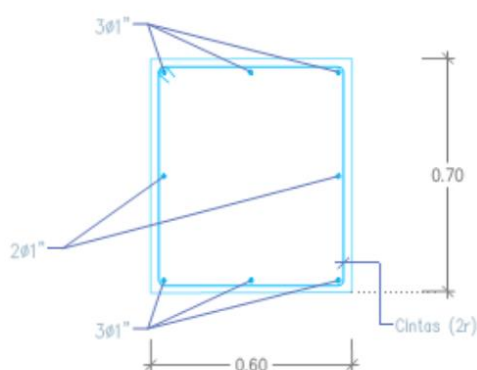


Figura 3.24 – Corte representativo das armaduras detetadas no Pilar P1-I

Posto isto, a partir da modelação e das ações e combinações descritas anteriormente, obtiveram-se os esforços atuantes no pilar, Tabela 3.25, e realizaram-se as verificações de segurança aos esforços de flexão e de corte.

Tabela 3.25 – Esforços máximos da envolvente de combinações para o ELU no Pilar P1-I, obtidos através do modelo numérico

<b>Esforços no Pilar P1-I</b>	
<b>N</b>	1770 kN*
<b>V</b>	16 kN
<b>M<sub>y</sub></b>	46 kN.m
<b>M<sub>z</sub></b>	86 kN.m

\*sinal (-) indica tração.

- Flexão

Considerando flexão desviada e sendo uma secção retangular, Figura 3.25, faz-se a verificação de segurança à flexão com o apoio das tabelas e ábacos dos autores Monteiro, Lima e Mun (1999).

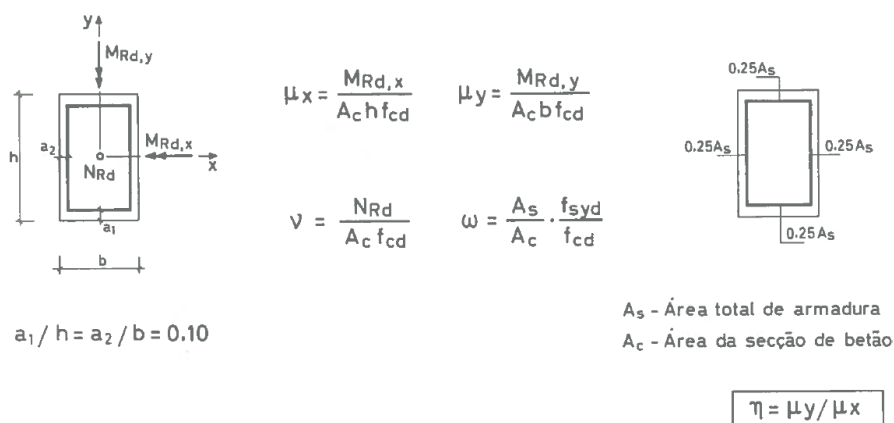


Figura 3.25 – Ábaco 55 referente à flexão desviada com secção retangular – adaptado de Monteiro, Lima e Mun (1999)

Assim, tomando como base as expressões apresentadas na Figura 3.25, os esforços da Tabela 3.25 e os dados para a verificação à flexão do pilar P1-I, Tabela 3.26, determinou-se a quantidade de armadura que o pilar deveria ter para verificar a segurança, Tabela 3.27.

Tabela 3.26 – Dados para a verificação à flexão do Pilar P1-I

$f_{ck}$	25 MPa	$b$	0,60 m
$f_{cd}$	16,7 MPa	$h$	0,70 m
$N$	1770 kN	$d$	0,63 m
$M_x$	46 kN.m		
$M_y$	86 kN.m		

Tabela 3.27 – Verificação à flexão do Pilar P1-I

$\eta$	2
$\mu_x$	0,009369
$\mu_y$	0,020435
$u$	0,25235
$w$	$\approx 0$
$A_s$	(armadura mínima)

Deste modo, conclui-se que o pilar verifica a segurança, relativamente à flexão, pois os esforços atuantes que o pilar está sujeito são relativamente baixos, daí dar uma armadura mínima.

- Esforço Transverso

Para a verificação de segurança ao esforço transverso, foi necessário arbitrar um valor da  $\cot\theta$ . Assumiu-se um valor de 2,5, por ser o valor mais conservativo, e cumprir a condição 3.24:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \quad (3.24)$$

No caso de elementos com armaduras de reforço transverso por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente é o menor das Equações 3.25 e 3.26. Para verificar o esmagamento, a Equação 3.25 tem de ser superior ao esforço transverso atuante, segundo o EC2.

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \quad (3.25)$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}} \quad (3.26)$$

Assim, tomando como base as Equações 3.25 e 3.26, o esforço transverso, Tabela 3.25, e os dados para a verificação de segurança ao esforço transverso do pilar P1-I, Tabela 3.28, determinou-se a quantidade de armadura que o pilar deveria ter por metro, Tabela 3.29.

Tabela 3.28 – Dados para a verificação ao esforço transverso do Pilar P1-I

<b>f<sub>ck</sub></b>	25 MPa	<b>b<sub>w</sub></b>	0,60 m
<b>f<sub>yk</sub></b>	300 MPa	<b>h</b>	0,70 m
<b>V<sub>ed</sub></b>	16 kN	<b>z</b>	0,567 m
<b>a</b>	0,07 m	<b>d</b>	0,63 m

Tabela 3.29 – Verificação ao esforço transverso do Pilar P1-I

<b>α<sub>cw</sub></b>	1,0
<b>v<sub>1</sub></b>	0,528
<b>cotθ</b>	2,50
<b>V<sub>rd,máx</sub></b>	1034,40 kN
<b>A<sub>sw/s</sub></b>	0,55 cm <sup>2</sup> /m

Com recurso aos dados para a verificação ao esforço transverso, Tabela 3.28, verifica-se pela Tabela 3.29 que a verificação de segurança está cumprida, pois é necessário 0,55 cm<sup>2</sup>/m e a secção tem 2,36

cm<sup>2</sup>/m. Relativamente ao esmagamento do betão, verifica-se que o  $V_{rd,m\acute{a}x}$  é muito superior ao  $V_{rd}$ , ou seja, não há esmagamento do betão.



# 4

## AVALIAÇÃO E DIAGNÓSTICO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO

### 4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior e, com base na inspeção prévia, concluiu-se que a estrutura, considerada em situação não degradada, cumpre a segurança para todos os elementos, exceto ao corte nos elementos de viga, de acordo com as normas atualmente em vigor.

Por outro lado, com base na informação constante dos pareceres anteriormente realizados pelos Departamentos de Minas e Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em 1996 e 2016, respetivamente, e obtida pela inspeção feita ao local, concluiu-se que a estrutura padece de diversos danos materiais. Apesar de manter o monolitismo original, a estrutura apresenta-se bastante deteriorada, num processo de degradação acumulado.

Face à originalidade, material empregue dimensões do cavalete, tal como referido por Sampaio (1996), surge a necessidade de ser reparada a curto prazo, antes que a sua recuperação seja inviável.

Nos subcapítulos seguintes apresenta-se o resultado da inspeção realizada à estrutura do cavalete. São detalhadas as anomalias encontradas e apresentados os ensaios realizados para caracterização mecânica e do estado de conservação do betão e das armaduras.

### 4.2. IDENTIFICAÇÃO DAS ANOMALIAS

#### 4.2.1. INTRODUÇÃO

Tal como já foi referido anteriormente, o cavalete de S. Vicente apresenta um estado de conservação precário. A deterioração observada consiste, sobretudo, na oxidação das armaduras, com fendilhação e descasque do betão envolvente.

As anomalias/danos principais detetados por inspeção visual são:

- Reduzida espessura do betão de recobrimento;
- Corrosão das armaduras;
- Delaminação do betão;
- Manchas.

Estas anomalias/danos encontram-se praticamente em todos os elementos estruturais. Trata-se de anomalias/danos correlacionados entre si e que aparecem com maior ou menor grau de gravidade e extensão.

#### 4.2.2. RECOBRIMENTO

A estrutura foi dimensionada numa época onde a espessura de recobrimento e a compacidade do betão não eram aspetos particularmente valorizados. O recobrimento insuficiente detetado nos elementos estruturais e a porosidade elevada do betão, ao permitirem que os agentes agressivos penetrassem mais facilmente na camada superficial do betão, conferiram uma fraca proteção às armaduras, potenciando a sua oxidação, e aceleraram o processo de degradação do betão, Figura 4.1.



Figura 4.1 – Recobrimento insuficiente (a) e elevada porosidade (b)

#### 4.2.3. CORROSÃO DAS ARMADURAS

A carbonatação do betão atinge as armaduras, diminuí a sua alcalinidade e inicia o processo de corrosão das armaduras. O processo de corrosão das armaduras leva à rotura da camada de recobrimento do betão. Sem essa camada de betão, que funciona como proteção da armadura, a corrosão do aço é acelerada, reduzindo progressivamente a secção das armaduras. No caso dos diâmetros pequenos, como na balaustrada, ocorre mesmo a sua desfibração (Sampaio, 1996). Na maior parte dos elementos estruturais, a corrosão das armaduras encontra-se num estado adiantado de progressão, tal como se verifica na Figura 4.2.





Figura 4.2 – Corrosão da armadura com perda de secção

#### 4.2.4. DELAMINAÇÃO/DESTACAMENTO DO BETÃO

A delaminação do betão é consequência da corrosão das armaduras que provoca a expansão do diâmetro das armaduras. Este aumento de secção leva à fendilhação e, posteriormente, ao destacamento do betão. As zonas mais afetadas pela delaminação do betão são as faces inferiores das vigas e lajes e as arestas dos pilares, Figura 4.3, manifestando-se de forma pontual/superficial ou extensa/profunda.

Dentro de possíveis causas para a delaminação do betão estão os fenómenos de carbonatação do betão que acelera a corrosão das armaduras.

Visto que o processo de corrosão se encontra em estado muito avançado, verifica-se que esta se estende a camadas mais interiores, afetando, desta forma, uma maior extensão de armadura, ocorrendo um maior destacamento do betão.



(a)



(b)





(c)



(d)

Figura 4.3 – Destacamento do betão nas arestas dos pilares (a) e (b) e nas faces inferiores das vigas (c) e delaminação do betão em laje (d)

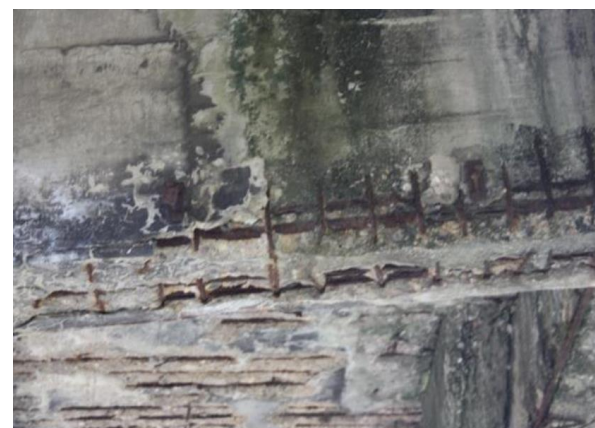
#### 4.2.5. MANCHAS

As manchas são visíveis nas faces inferiores das vigas e na laje da primeira plataforma (Nível III) devido, provavelmente, à humidade.

A presença destas manchas, Figura 4.4, podem indiciar uma alteração dos constituintes do betão sob a forma de sulfatos. No entanto, de acordo com o parecer realizado por Sampaio (1996), estas mesmas manchas em 1996 não revelaram qualquer alteração do betão, após a realização de ensaios laboratoriais.



(a)



(b)

Figura 4.4 – Manchas nas faces inferiores da viga (a) e laje (b)

### 4.3. ENSAIOS DE DIAGNÓSTICO

#### 4.3.1. INTRODUÇÃO

Com o objetivo de aprofundar o estado estrutural, foram executados ensaios de diagnóstico para análise dos elementos estruturais. Estes ensaios têm como finalidade a caracterização da resistência e durabilidade da estrutura.

Tal como o parecer de Figueiras, Fiúza e Leite (2016) refere, foram executados ensaios para avaliar a resistência do betão, como por exemplo através do ensaio esclerométrico e do ensaio à compressão de

carotes do betão, e a durabilidade, nomeadamente através do teste de avaliação da profundidade de carbonatação. Para além destes, recorreu-se a outros ensaios, tal como se descreve nos pontos seguintes, como por exemplo, o ensaio de deteção de armaduras.

Ensaio como a avaliação da corrosão das armaduras e delaminação do betão não fazem parte deste diagnóstico, pois a sua grande extensão permitiu que estas situações fossem detetadas por simples inspeção visual. Não é necessário avaliar situações quando elas já são visíveis na estrutura e num elevado estado de desenvolvimento.

#### 4.3.2. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

##### 4.3.2.1. Ensaio Esclerométrico

A realização do ensaio esclerométrico, um ensaio *in situ*, não destrutivo, pressupõe a utilização de um esclerómetro de *Schmidt*, aparelho que permite estimar a resistência à compressão de elementos de betão através do ressalto de um embolo após o impacto contra a superfície do betão. Este ensaio permite ainda estimar a homogeneidade do betão e a necessidade de realização de ensaios mais completos.

O ensaio foi efetuado na face lateral de três pilares e em zonas onde não havia delaminação do betão, Figura 4.5.

Outro parâmetro passível de ser estimado é a tensão de rotura à compressão em provetes cúbicos e/ou cilíndricos, através de uma curva de correlação tendo por base o índice esclerométrico. No entanto, a realização do ensaio esclerométrico não substitui a realização de um ensaio em laboratório com provetes cilíndricos para a determinação da tensão de rotura à compressão.

O procedimento para a utilização do equipamento consiste nos seguintes passos:

- Comprimir o veio de compressão do esclerómetro contra a superfície de betão a ensaiar, de forma a comprimir a mola existente no interior do aparelho;
- Quando o veio atinge o seu máximo, ocorre a sua libertação instantânea que choca com a sua extremidade interior sendo este mesmo choque transmitido à superfície a ensaiar;
- Após a transferência do choque à superfície a ensaiar, esta reage provocando um ressalto;
- O ressalto é transferido à massa móvel pelo veio que, ao deslocar-se, origina movimento num ponteiro visível do exterior do invólucro, registando o ponto máximo de ressalto da massa.

Segundo o parecer realizado por Figueiras, Fiúza e Leite (2016) os valores obtidos nos ensaios realizados na estrutura do cavalete apresentaram uma dispersão significativa, média de 16 pontos em cada ensaio, e valores médios da resistência superficial do betão à compressão aproximadamente igual a 30 MPa (Figueiras, Fiúza e Leite, 2016).



Figura 4.5 – Ensaio de avaliação da resistência superficial do betão em pilares com o esclerómetro de Schmidt  
– adaptado de Figueiras, Fiúza e Leite (2016)

#### 4.3.2.2. Carotagem do Betão

Para um conhecimento mais detalhado das características de resistência do betão existente na estrutura, procedeu-se à extração de amostras de vários elementos estruturais para a realização de ensaios de resistência à compressão a realizar em laboratório, Figura 4.6.

Com o intuito de obter uma boa amostragem, foram retiradas várias amostras com um equipamento apropriado, em diferentes elementos estruturais, sempre com o cuidado de não danificar as armaduras existentes, não só para não colocar a segurança da estrutura, como a existência de armaduras no interior das carotes inviabiliza o seu ensaio.

No entanto, segundo Figueiras, Fiúza e Leite (2016), quando se tentava retirar as carotes, as mesmas quebravam e acabavam por não apresentar as dimensões desejadas pelas normas, de modo a poderem ser feitos os ensaios em laboratório. Este facto deve-se à constituição do betão existente na estrutura que apresentava aglomerados rolados (seixos) com granulometria elevada, situação comum a muitos dos betões fabricados nessa altura. Posto isto, foi estimado um betão C25/30.



Figura 4.6 – Exemplo da extração de carotes em estruturas de betão armado – adaptado de Félix (2016)

#### 4.3.2.3. Ensaio de Detecção das Armaduras

Dada a idade da estrutura em estudo, é conveniente recorrer ao ensaio de deteção das armaduras, pois estas estruturas eram projetadas por patentes estrangeiras e, por vezes, as disposições construtivas são desconhecidas, sendo necessário elaborar um levantamento das armaduras de todos os elementos estruturais. Ressalva-se que este procedimento deve ser utilizado mesmo nas estruturas atuais de forma a verificar, ou confirmar as características e posicionamento das armaduras.

Tal como o próprio nome indica, os detetores de armadura permitem localizar as armaduras nas estruturas de betão armado. Determinam a sua direção e estimam a profundidade a que se encontram. Este tipo de ensaio é também importante para delimitar zonas com e sem armaduras, i.e. passíveis de serem ensaiadas com outras técnicas.

Estes equipamentos (Figura 4.7) detetam e localizam, geralmente, as armaduras com recurso à análise de campos eletromagnéticos produzidos pelo equipamento. Estes equipamentos permitem um levantamento pormenorizado da armadura existente. Pode-se obter uma leitura rápida, quando apenas se pretende conhecer a localização e recobrimento das armaduras, assim como leituras mais complexas que, com a ajuda de grelhas de referência, permitem o levantamento 2D de áreas mais abrangentes. Desta forma, são obtidos mapas nos quais é possível indicar a disposição das armaduras e estimar o seu diâmetro.



Figura 4.7 – Exemplos de equipamentos utilizados para a deteção de armadura – Hilti PS50 Multidetector

#### 4.3.2.4. Ensaio com Recurso a Ultrassons

Este ensaio tem como objetivo determinar a velocidade de propagação dum impulso ultrassónico entre dois pontos, permitindo obter informações sobre as características do betão, a sua homogeneidade e presença de fissuras e defeitos.

Para executar este tipo de ensaios, existem três métodos diferentes. Pode-se usar o método direto, semidirecto e o indireto (Félix, 2016). Visto que o pretendido é avaliar as características de resistência mecânica, o método direto e semidirecto são os mais indicados.

Um transdutor emissor colocado num ponto do elemento em estudo emite um impulso ultrassónico a partir de um sinal elétrico. Após atravessar o betão, o sinal é captado por um transdutor recetor o qual se encontra colocado num ponto distinto a uma distância conhecida. O sinal é transformado, novamente, em sinal elétrico, permitindo calcular o tempo de propagação do impulso entre o emissor e o recetor e, com esse valor, a velocidade de propagação.

A velocidade de propagação do impulso ultra sónico e o módulo de elasticidade são correlacionáveis, tornando possível estimar a classe de resistência do betão. Esta correlação é feita através de fórmulas empíricas. Deste modo, a velocidade de propagação de uma onda ultrassónica depende do módulo de elasticidade do material que atravessa, sendo este relacionável com a resistência à compressão.

Ressalva-se que existem vários fatores que influenciam os resultados do ensaio com ultrassons, como por exemplo, as condições de humidade e temperatura no betão, a existência de vazios nos elementos que poderá aumentar o tempo de percurso e a presença de armaduras que causam o efeito contrário aos vazios.

Poderá usar-se este ensaio como complemento de outros ensaios, onde não é possível estimar verdadeiramente as características mecânicas do betão. Por exemplo, quando não é possível estimar a resistência de compressão do betão através das carotes retiradas nos elementos estruturais, devido às dimensões não cumprirem as indicações normativas, recorre-se a este ensaio para obter as características mecânicas do mesmo.

#### 4.3.3. ENSAIOS DE DURABILIDADE

##### 4.3.3.1. Profundidade de Carbonatação

Uma vez que um dos mecanismos mais recorrentes de degradação do betão é a carbonatação, foi feito o ensaio de medição da profundidade de carbonatação.

Por norma, em betões heterogéneos é possível concluir que a carbonatação apresenta uma progressão paralela à superfície. Caso se verifique o atravessamento da carbonatação pela zona de recobrimento das armaduras, ocorre a perda de alcalinidade (despassivação) por parte destas, dando-se início à carbonatação, fator determinante na redução da durabilidade das estruturas de betão armado.

De modo a analisar este fenómeno, foi feita uma avaliação da profundidade de carbonatação nos pilares, salvaguardando a integridade das armaduras, ou seja, envolve a deteção prévia da posição das armaduras.

Com recurso a um berbequim foi efetuado um furo na camada superficial do betão. Após a limpeza completa dos resíduos e pó de cavidade, com o auxílio de um spray foi injetada a solução de fenolftaleína. A aplicação desta solução é efetuada, normalmente, com recurso a um aspersor para humedecimento das superfícies interiores das cavidades. Zonas com tonalidade incolor correspondem a betão carbonatado e zonas com tonalidade rosada a betão não carbonatado.



Após o ensaio verificou-se que a profundidade de carbonatação do betão era da ordem dos 30mm, pelo que a armadura se encontra, em geral, despassivada e num estado de corrosão muito avançado.

Na Figura 4.8, mostra-se a avaliação da profundidade de carbonatação do betão num pilar.



Figura 4.8 – Avaliação da profundidade de carbonatação com base numa solução aquosa de fenolftaleína, num pilar – adaptado de Figueiras, Fiúza e Leite (2016)

#### 4.3.3.2. Levantamentos Termográficos

A termografia baseia-se no princípio de que todos os corpos emitem radiação térmica. Apesar de não se ter utilizado este ensaio, a utilização de material adequado, torna possível o registo e a visualização dos diferentes graus de emissão na faixa de infravermelhos.

Os diversos materiais que constituem uma construção apresentam emissividades diferentes e por isso reagem de forma diferente quando solicitados termicamente por fontes provenientes do exterior.

O comportamento térmico dos diferentes materiais é determinado pela condutividade térmica, o calor específico e capacidade de emissão de calor. A variação destes parâmetros implica uma diferente condução e absorção de calor em matérias distintos, apesar de sujeitos à mesma solicitação térmica e, posteriormente, uma diferente emissividade.

Através desta técnica é possível distinguir os materiais construtivos de cada elemento, sem efetuar qualquer ensaio destrutivo nem aceder aos elementos em estudo, dado que a leitura é efetuada à distância.

A metodologia a utilizar na análise termográfica pode passar por um pré-aquecimento dos elementos, com recurso a projetores de elevada potência. No caso de elementos exteriores poder-se-á aproveitar a radiação solar.



# 5

## INTERVENÇÃO

### 5.1. INTRODUÇÃO

O estado de conservação do Cavalete de S. Vicente, classificado património industrial em 2010, encontra-se num elevado estado de degradação: o betão encontra-se bastante delaminada e o aço em estado de corrosão acelerado, em quase todos os elementos estruturais (Figueiras, Fiúza e Leite, 2016).

Salienta-se que existem pilares e vigas já com perda acentuada das secções de betão e com perda quase total das secções das armaduras de aço essenciais para garantir a estabilidade, Figueiras, Fiúza e Leite (2016), temendo-se o colapso num curto prazo de tempo caso não seja feita nenhuma intervenção, tal como refere Sampaio (1996).

Face à importância do cavalete mineiro, classificado como património industrial, qualquer intervenção deve ter como pressuposto essencial preservar e valorizar a estrutura. Em particular, nos subcapítulos seguintes propõem-se intervenções, não só de reparação, como de reforço estrutural através da atuação direta no material, ou da substituição de partes ou inclusão de novos elementos, maximizando a manutenção dos materiais originais e minimizando o impacto em relação à forma e comportamento final da estrutura, cumprindo os requisitos de segurança regulamentares.

### 5.2. MEDIDAS DE REPARAÇÃO

Segundo os autores Sampaio (1996) e Figueiras, Fiúza e Leite (2016), o método de reparação para o Cavalete de S. Vicente deverá passar pelas seguintes etapas:

- Remoção do betão deteriorado;
- Preparação das superfícies após remoção do betão deteriorado;
- Limpeza e tratamento das armaduras, e colocação de novas armaduras em alguns casos;
- Seleção e aplicação do material de reparação com novo betão, ou argamassa não retrátil;
- Aplicação de um revestimento de proteção/impermeabilização das superfícies do cavalete.

Posto isto, nos subcapítulos seguintes tecem-se algumas considerações relativamente à aplicação destas etapas de reparação no cavalete.

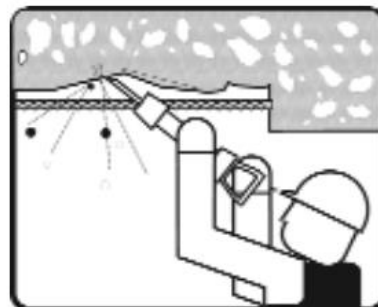
#### 5.2.1. REMOÇÃO DO BETÃO DETERIORADO

A remoção do betão deteriorado consiste, não só na remoção da camada de recobrimento, como do betão disposto por trás dos varões, Figura 5.1, de modo que o material de reparação os possa envolver completamente. Na eventualidade de enfraquecer o elemento estrutural a ser reparado, é conveniente

montar um escoramento para suporte temporário da estrutura. Por fim, depois da execução de rasgos com um disco à volta do perímetro das zonas onde se vai remover o betão, o varão pode ser limpo e o material de reparação, ao envolver o varão, ficará solidamente ligado ao elemento reparado (Silva, 2001).



(a)



(b)

Figura 5.1 – Remoção do betão deteriorado localizado na superfície (a) e atrás das armaduras (b) – adaptado de Silva (2001)

#### 5.2.2. PREPARAÇÃO DAS SUPERFÍCIES A REPARAR

Após a remoção do betão deteriorado, segue-se a preparação das superfícies a reparar, permitindo criar as condições favoráveis para a ligação entre os materiais antigos e os novos, tal como ilustra a Figura 5.2. Nesta preparação, é conveniente criar uma superfície rugosa de modo a garantir uma boa aderência mecânica (Gomes e Appleton, 1997). É importante que as superfícies que tenham sido contaminadas pelos detritos da remoção do betão deteriorado sejam limpas (Silva, 2001). Esta limpeza é feita imediatamente antes da colocação dos materiais que serão repostos, utilizando o método a seco com recurso a jato de areia, ou sopragem com ar seco, sem óleo, ou o método húmido que permite uma lavagem a baixa ou media pressão, com ou sem detergente (Gaudette, Aspin e Slaton, 1999).



Figura 5.2 – Preparação das superfícies a reparar – adaptado de Silva (2001)

#### 5.2.3. LIMPEZA E TRATAMENTO DAS ARMADURAS

Após as fases anteriores, deve proceder-se à limpeza dos varões que apresentam corrosão. Esta limpeza pode ser feita com diversos materiais, tais como o martelo de agulhas ligeiro, jato de água a elevada pressão, entre outros. Após a limpeza, poderá utilizar-se um produto inibidor da corrosão, como por exemplo, uma pintura baseada em epóxis. No entanto, recomenda-se que estes produtos não contaminem o betão, uma vez que reduzem a aderência ao material de reparação. Em certos casos poderá ser

necessário colocar armaduras adicionais, nomeadamente se a área de um varão tiver sofrido uma redução de mais de 25% (ou mais de 20%, no caso de estarem afetados dois ou mais varões adjacentes), segundo os autores Silva (2001), Gaudette, Aspin e Slaton (1999) e Gomes e Appleton (1997). A Figura 5.3 retrata o processo de limpeza e tratamento das armaduras.

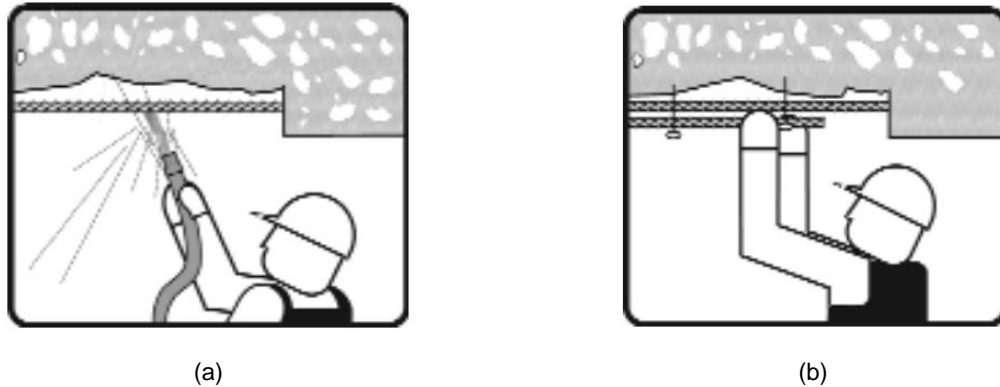


Figura 5.3 – Limpeza (a) e tratamento das armaduras (b) – adaptado de Silva (2001)

#### 5.2.4. SELEÇÃO E APLICAÇÃO DO MATERIAL DE REPARAÇÃO

Silva (2001), Gaudette, Aspin e Slaton (1999) e Gaudette e Slaton (2007) referem que os materiais de reparação devem apresentar propriedades apropriadas para a situação em que são utilizados, nomeadamente:

- Resistência mecânica igual ou superior à do material já existente;
- Ausência de contracção, isto é, concentração de secagem nula no estado endurecido, de modo a que seja garantida a eliminação de fissuras na fase de presa e endurecimento;
- Boa resistência de aderência em ambos os materiais;
- Ausência de exsudação;
- Facilidade de aplicação.

Por outro lado, a reconstituição da secção pode ser realizada recorrendo às técnicas retratadas na Figura 5.4, segundo Silva (2001).

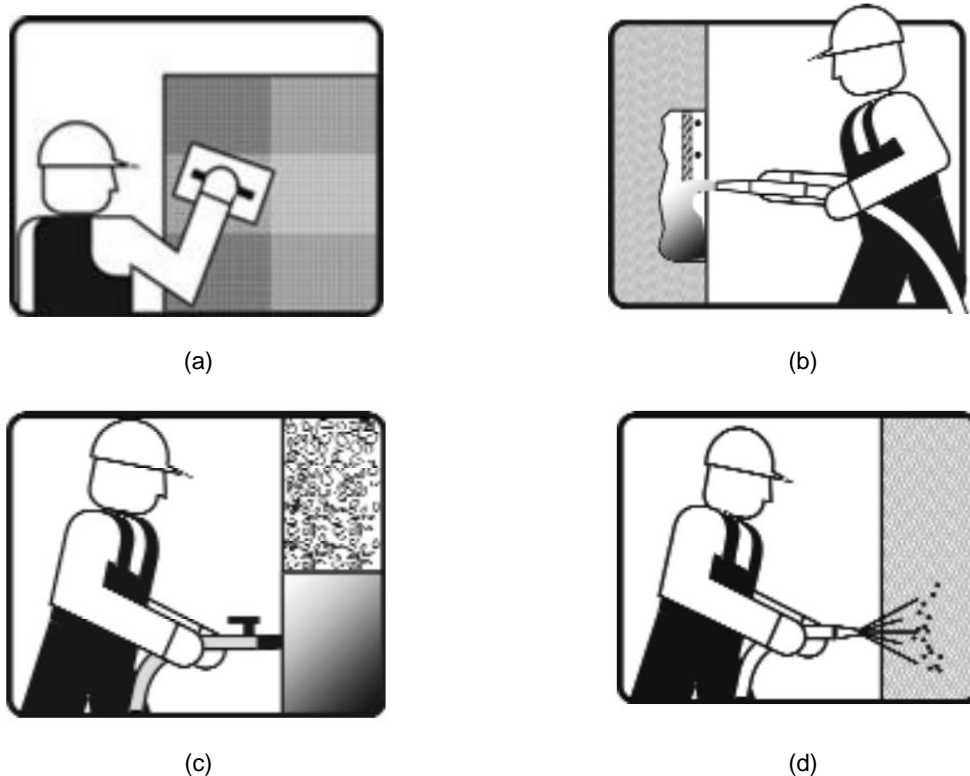


Figura 5.4 – Colocação da argamassa manualmente (a), com recurso à projeção a baixa energia (b), injeção com ou sem colocação prévia de agregados (c) e com betão projetado (d) – adaptado de Silva (2001)

Salienta-se, também, que antes de se aplicar o material de reparação procede-se à saturação da superfície para impedir que a mesma venha a absorver a água de amassadura, não permitindo a homogeneidade dos dois materiais.

#### 5.2.5. IMPERMEABILIZAÇÃO DAS SUPERFÍCIES

Por fim, é aplicado um revestimento de proteção, impermeabilizando a estrutura, permitindo reduzir a possibilidade da entrada aos agentes agressivos, Figura 5.5. Geralmente, trata-se de uma tinta com boa aderência ao material a aplicar e capacidade para resistir à ação do dióxido de carbono e dos cloretos. Deve ter ainda ter elasticidade suficiente, ser impermeável à água e inibir a presença de fungos.

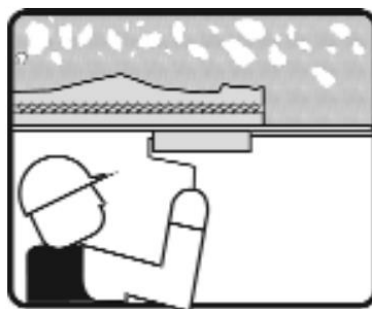


Figura 5.5 – Colocação de uma pintura de impermeabilização – adaptado de Silva (2001)

### 5.3.MEDIDAS DE REFORÇO ESTRUTURAL

Apesar da estrutura cumprir a segurança em praticamente todos os elementos estruturais e não estruturais, encontra-se um ligeiro incumprimento ao corte nas vigas, como já foi referido na secção 3.4. Posto isto, fez-se um levantamento das intervenções de reforço estrutural, não só para reforço ao corte, mas também à flexão, sugerindo-se a utilização das intervenções referidas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Eventuais técnicas a utilizar para reforço estrutural do Cavalete de S. Vicente

Grupo	Técnica de Reforço
Encamisamento de secções	Encamisamento de secções com betão armado
	Encamisamento de secções com chapas metálicas
	Encamisamento de secções com materiais compósitos FRP
Adição de armaduras exteriores sem encamisamento	Colagem de chapas metálicas
	Reforço por colagem de FRP

No entanto, tal como Sousa (2008) afirma, quando é feita a seleção específica da técnica de reforço é importante ter em conta os seguintes fatores:

- Custo de intervenção;
- Condicionantes arquitetónicas;
- Vida útil da estrutura após reforço;
- Condições de exposição ambiental;
- Disponibilidade de mão de obra especializada;
- Natureza da intervenção, ou seja, de reforço à flexão, corte, compressão ou tração, e ter em conta as novas ações de dimensionamento.

#### 5.3.1. ENCAMISAMENTO DE SECÇÕES

##### 5.3.1.1. Encamisamento de Secções com Betão Armado

- Descrição Técnica

O Encamisamento de secções com recurso ao betão armado consiste num aumento de secção do elemento estrutural a reforçar através da adição de uma nova camada de betão que envolve a secção existente e na qual se inserem as novas armaduras (Gomes e Appleton, 1997).

Geralmente, esta técnica usa-se quando se pretender reforçar vigas à flexão e ao esforço transversal, por aumento de área de armadura existente.

Relativamente aos pilares, para além do reforço à flexão e ao esforço transversal, é ainda possível aumentar a resistência à compressão e ductilidade devido ao feito de confinamento conferido pela nova armadura transversal (Sousa, 2008).

Relativamente à aplicação desta intervenção, é conveniente que a argamassa, ou o betão utilizado contenham algumas características, tais como (Jorge (2017):

- Baixa retração;
- Elevada resistência à compressão;
- Boa aderência;
- Boa trabalhabilidade;
- Módulo de elasticidade e coeficiente de dilatação térmica semelhantes com o betão existente.

A aplicação do betão, ou argamassa deverá ser por projecção ou diretamente à colher, sendo a primeira hipótese a mais usual e recomendada, uma vez que, proporciona uma boa aderência entre o elemento a reparar e o de reforço.

Na Figura 5.6, indicam-se os valores mínimos da espessura de material betonar em função do tipo de material usado.

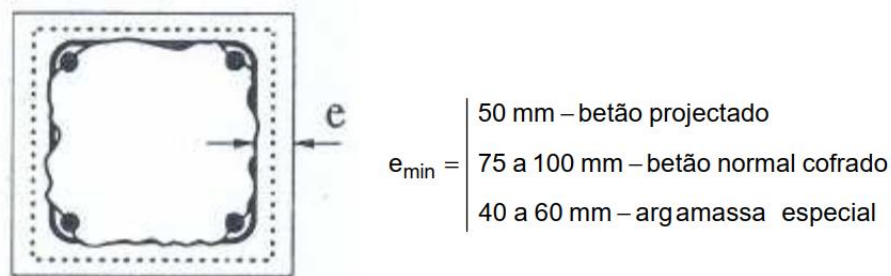


Figura 5.6 – Espessura mínima de material a betonar – adaptado de Sousa (2008)

Um aspeto fundamental, que determina a eficiência desta técnica, relaciona-se com a ligação entre o betão existente e o betão ou argamassa a adicionar. A correta materialização dessa ligação assegura um funcionamento conjunto entre os dois materiais, e pode ser substancialmente melhorada com uma pintura com resina epóxida (com período de eficácia da colagem elevado) na superfície de contacto previamente preparada (Sousa, 2008).

Esta técnica tem como vantagens a utilização de materiais usuais, a fácil aplicação e eficiência. A sua principal desvantagem é a alteração de secção.

Em estruturas consideradas património arquitetónico não é recomendado como solução, uma vez que altera a forma dos elementos estruturais.

#### • Descrição das Armaduras

Os principais tipos de disposição das armaduras aplicados no reforço de vigas, encontram-se representados na Figura 5.7. Em relação ao reforço de pilares, as disposições de armaduras mais correntes são as ilustradas na Figura 5.8.



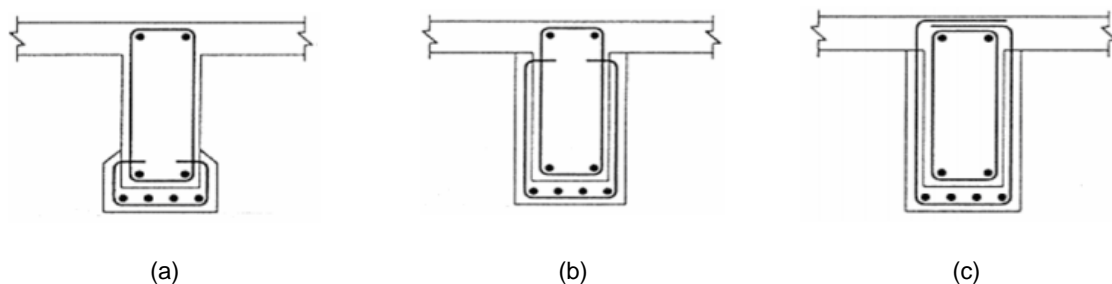


Figura 5.7 – Reforço de vigas à flexão (a), à flexão e esforço transversal (b) e (c) – adaptado de Gomes e Appleton (1997)

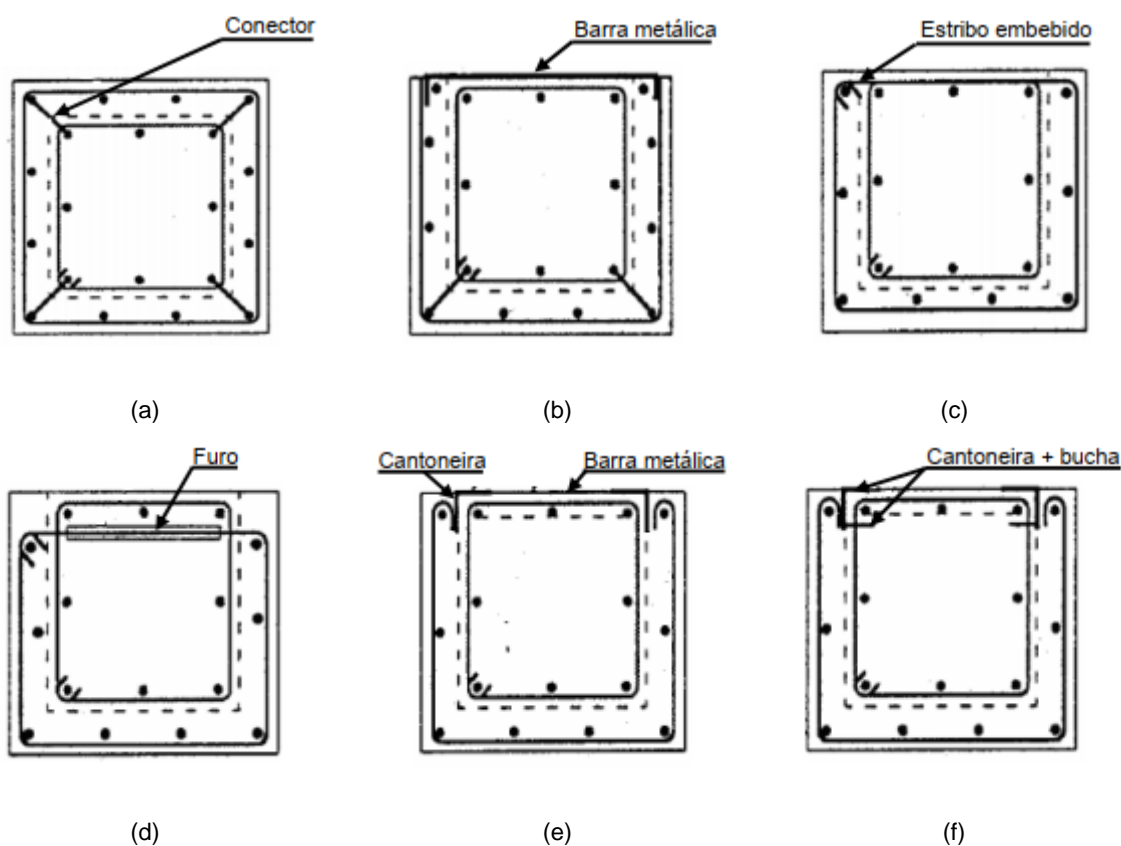


Figura 5.8 – Reforço de pilares com recurso a conector (a), barra metálica (b), estribo embebido (c), a um furo (d), a cantoneira e barra metálica (e) e a cantoneira com bucha (f) - adaptado de Gomes e Appleton (1997)

### 5.3.1.2. Encamisamento de Secções com Chapas Metálicas

- Descrição Técnica

Em alternativa ao procedimento anterior, o encamisamento das secções pode ser realizado com chapas metálicas. Esta alternativa, aplicada sobretudo ao reforço de pilares, consiste no envolvimento da sua secção por chapas metálicas. Este envolvimento poderá ser total, ou apenas em secções críticas que se pretendam reforçar, como por exemplo em zonas de emenda de varões (Sousa, 2008).

Quando os esforços são pontuais, a ligação entre as chapas metálicas de reforço e o betão existente realiza-se através da colagem à superfície do betão com uma resina epóxida, ou uma argamassa igualmente epóxida. Caso sejam reforços contínuos, a ligação entre materiais é assegurada a partir da injeção de uma calda cimentícia não retrátil, ou de uma resina epóxida líquida no espaço deixado entre a superfície de betão e as chapas de reforço (Sousa, 2008).

Na Figura 5.9 ilustram-se dois exemplos de pilares reforçados com chapas metálicas.



Figura 5.9 – Pilar retangular com chapas metálicas de reforço (a) e pilar circular com tubo metálico de reforço (b) – adaptado de Sousa (2008)

Posto isto, a colocação das chapas de aço nas faces dos pilares permitem, segundo Sousa (2008):

- Aumentar a resistência à flexão e ao esforço transversal por adição de área de armadura resistente;
- Garantir um aumento da rigidez e da ductilidade do elemento reforçado;
- Garantir um incremento da resistência à compressão do betão por confinamento das chapas.

Segundo Bento e Rodrigues (2003), as chapas oferecem, a um pilar submetido à compressão simples, uma reação à deformação transversal do betão, submetendo o elemento a um estado de tensão multiaxial, o que conduz a um aumento significativo da tensão resistente de compressão do pilar. Num pilar submetido à flexão composta, a zona comprimida da secção transversal sofre uma expansão, a qual é contrariada pelas chapas metálicas que confinam o elemento.

A Figura 5.10 ilustra o efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta.

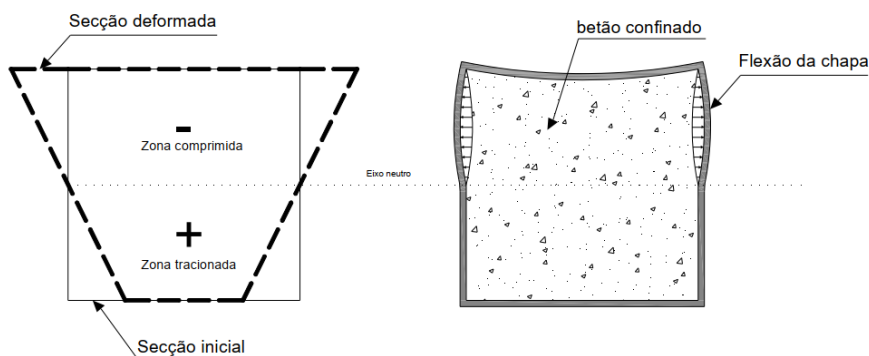


Figura 5.10 – Efeito de confinamento das chapas metálicas num pilar submetido à flexão composta – adaptado de Sousa (2008)

Tal como refere o autor Correia (2011), a aplicação desta técnica apresenta como vantagens o facto de utilizar materiais correntes, ser de fácil aplicação e não impedir a utilização da estrutura. Como desvantagens referem-se a dificuldade de manuseamento das chapas, devido ao seu peso, e a sensibilidade à corrosão que qualquer armadura metálica apresenta quando se encontra em contacto direto com o meio ambiente.

- Disposição das Armaduras

As chapas de aço aplicadas nesta técnica, apresentam geralmente uma espessura entre 8 e 15 mm, tal como ilustra a Figura 5.11, sendo recorrente introduzir uma proteção contra a corrosão e a ação do fogo. A disposição a utilizar depende da profundidade de intervenção, sendo classificadas como total ou parcial, conforme as chapas envolvem totalmente ou parcialmente o elemento a reforçar. A Figura 5.12 apresenta alguns exemplos de soluções de encamisamento total ou parcial.

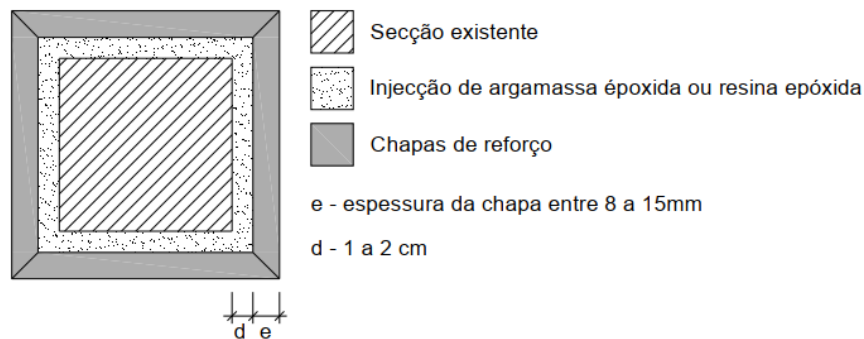
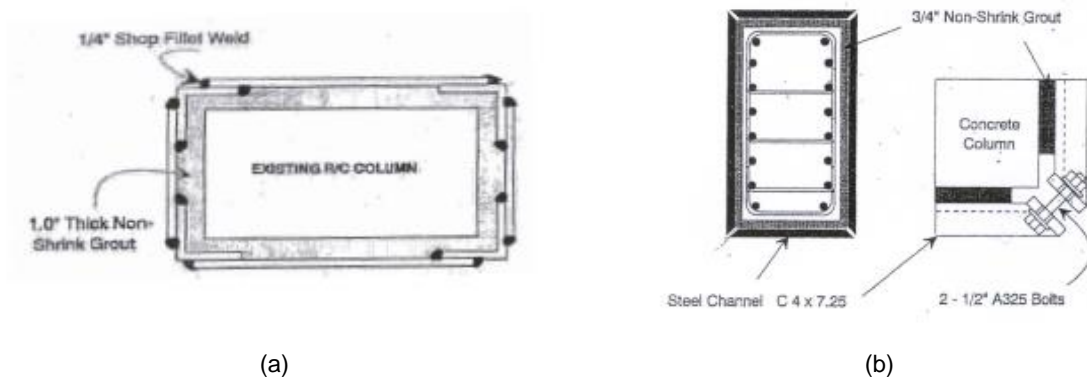


Figura 5.11 – Encamisamento de pilares com chapas metálicas – adaptado de Sousa (2008)



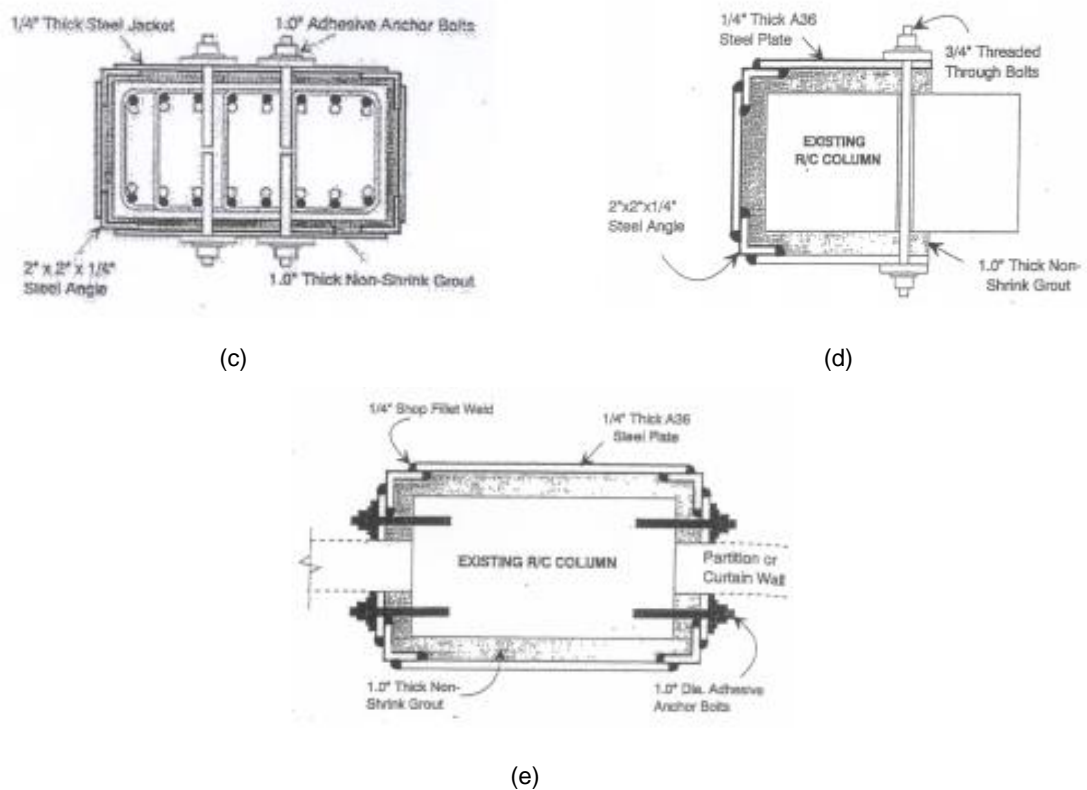


Figura 5.12 – Encamisamento total do pilar com chapas soldadas nas extremidades (a), ligadas por parafusos nos cantos (b), fixas ao betão por buchas químicas (c), encamisamento parcial tipo 1 (d) e encamisamento parcial tipo 2 (e) – adaptado de Bento e Rodrigues (2003)

### 5.3.1.3. Encamisamento de Secções com materiais compósitos de FRP

- Descrição Técnica

Esta técnica consiste no encamisamento de secções com materiais compósitos. Aplica-se habitualmente no reforço de pilares e consiste no envolvimento da secção destes com mantas de FRP, conforme se exemplifica na Figura 5.13.



(a)



(b)

Figura 5.13 – Reforço de pilares com mantas (a) e fios de FRP (b) – adaptado de Rodrigues (2005)

Estudos desenvolvidos sobre esta técnica permitiram concluir a efetividade deste tipo de reforço na melhoria da ductilidade e no aumento da resistência à compressão do elemento reforçado, para além das vantagens evidentes de proteção das armaduras contra a corrosão e contra agentes ambientes agressivos.

O aumento de resistência à compressão e deformação na rotura relaciona-se com o confinamento externo contínuo do betão proporcionado pela camada de FRP. A Figura 5.14 ilustra os diagramas de tensão-deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento, tornando-se evidente que a presença de confinamento com FRP tem um efeito favorável quer na resistência, quer na ductilidade da peça (Sousa, 2008).

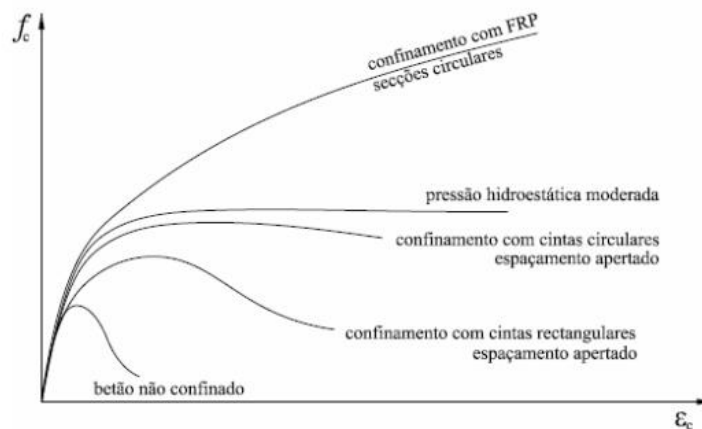


Figura 5.14 – Diagramas de tensão-deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento – adaptado de Bento e Rodrigues (2003)

O efeito favorável do confinamento na resistência à compressão é mais evidente em secções com os cantos arredondados. Tal como se pode verificar na Figura 5.15, a eficiência de confinamento cresce com a evolução de secções retangulares para secções circulares (Sousa, 2008).

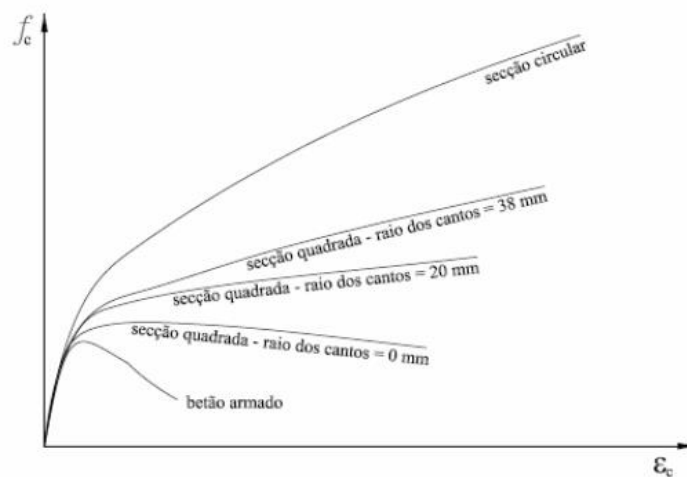


Figura 5.15 – Influência da secção no desempenho dos pilares confinados com FRP – adaptado de Bento e Rodrigues (2003)

Esta técnica apresenta como principais vantagens a leveza, facilidade de aplicação e o baixo impacto arquitetónico. Deste modo, em estruturas consideradas património arquitetónico, como é o caso do Cavalete de S. Vicente, pode representar uma intervenção aceitável.

### 5.3.2. REFORÇO POR ADIÇÃO DE ARMADURAS EXTERIORES

#### 5.3.2.1. Reforço por Colagem de Chapas Metálicas

- Descrição Técnica

A técnica de reforço por colagem de chapas metálicas consiste na colocação das mesmas na superfície do elemento a reforçar, fixas ao betão por colagem e/ou buchas (Jorge, 2017).

Esta técnica aplica-se, geralmente, quando se consideram insuficientes as armaduras existentes, mas com adequadas dimensões e qualidade do betão existente.

Trata-se de uma técnica que tem vindo a ser utilizada devido à facilidade e rapidez de execução, à pequena perturbação nas dimensões arquitetónicas e ao facto de recorrer a materiais correntes.

A desvantagem desta técnica está relacionada com a vulnerabilidade das chapas de aço, uma vez que se encontram expostas ao meio exterior, aumentando assim o risco de corrosão e à ação do fogo. Apresenta ainda como desvantagens o difícil manuseamento das chapas metálicas, devido ao seu peso, o comprimento limitado das chapas e o custo da cola (Simões, 2007).

As chapas metálicas são ligadas à superfície do betão por colagem com uma resina epóxi e completamente ligadas por buchas metálicas (Jorge, 2017).

No sentido de garantir a boa ligação entre as chapas de reforço e o betão existente, considera-se indispensável a preparação das superfícies dos dois elementos a ligar, a qual inclui, resumidamente e segundo os autores Gomes e Appleton (1997), as seguintes etapas:

- Tratamento da superfície do betão:
  - a. Limpeza de impurezas depositadas com auxílio de jato de água;
  - b. Remoção do betão deteriorado;
  - c. Aumento da rugosidade da superfície com auxílio de martelo de agulhas.
- Tratamento das chapas:
  - a. Decapagem das chapas após fabrico;
  - b. Colocação de película plástica para o seu transporte e manuseamento;
  - c. Remoção da película plástica e limpeza da chapa para remoção de óleos e gorduras.
- Disposição Construtivas

Tal como se referiu anteriormente, as chapas de aço são coladas ao betão através de uma resina epóxi e, na maior parte dos casos, utilizam-se buchas metálicas para elevar os níveis de confiança relativamente ao comportamento monolítico da secção mista (Sousa, 2008). A Figura 5.16 ilustra o reforço de vigas à flexão e a Figura 5.17 as disposições construtivas recorrentes da mesma. A Figura 5.18 apresenta o reforço de vigas ao esforço transversal e a Figura 5.19 soluções construtivas recorrentes para a mesma.

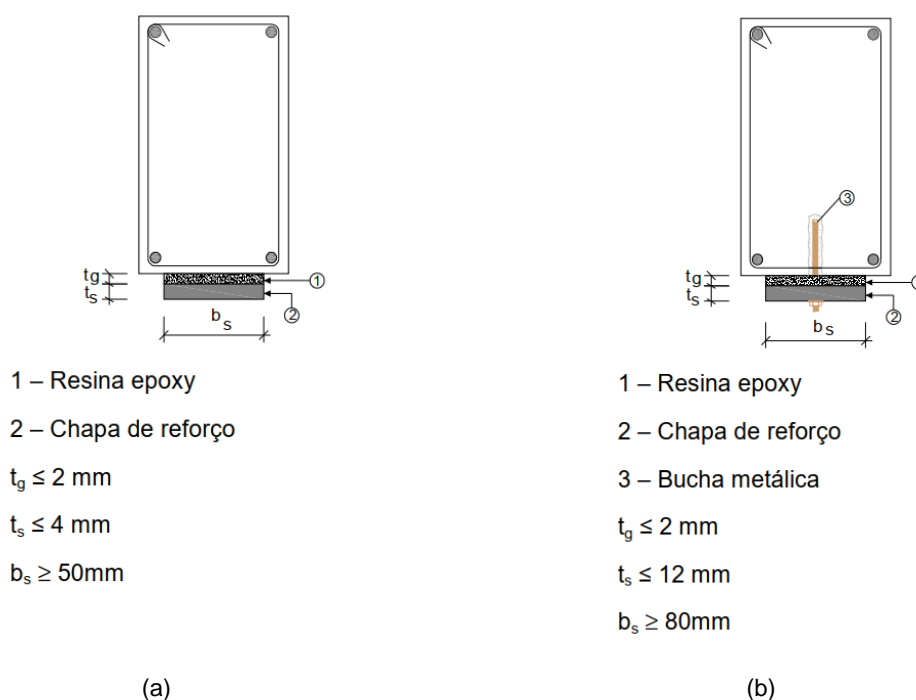


Figura 5.16 – Reforço de vigas à flexão por colagem de armaduras metálicas sem bucha metálica (a) e com bucha metálica (b) – adaptado de Sousa (2008)

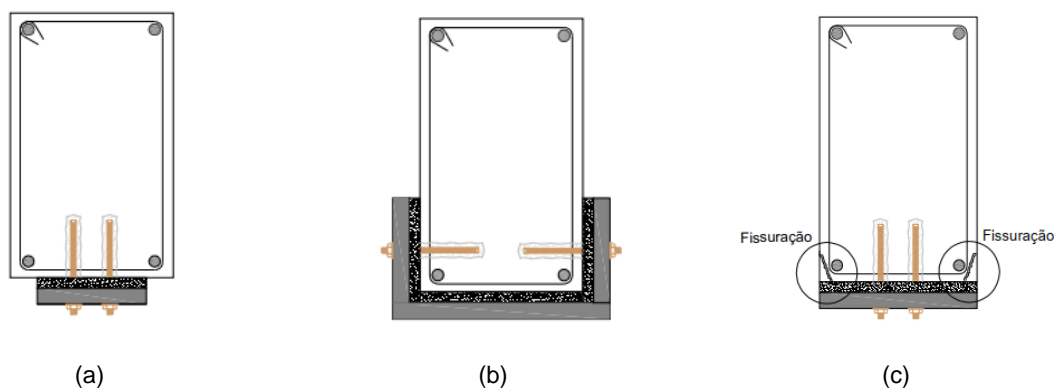


Figura 5.17 – Solução mais recorrente da disposição de armaduras (a): execução quando a área de armadura de reforço é elevada (b) e solução a evitar devido à fendilhação nos cantos (c) – adaptado de Sousa (2008)

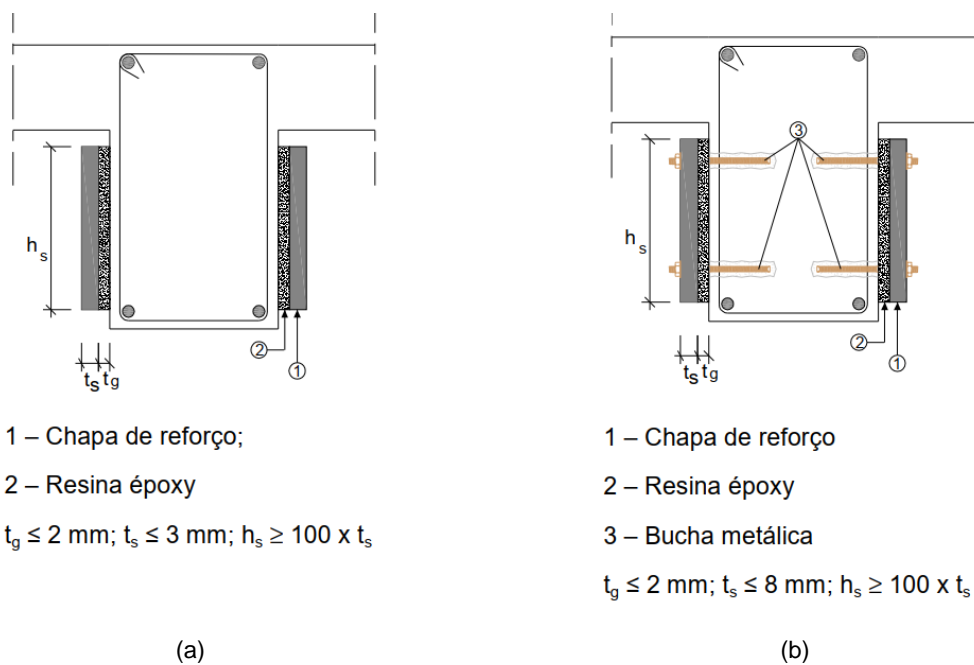


Figura 5.18 – Reforço de vigas ao esforço transversal por colagem de armaduras metálicas sem bucha metálica (a) e com bucha metálica (b) – adaptado de Sousa (2008)



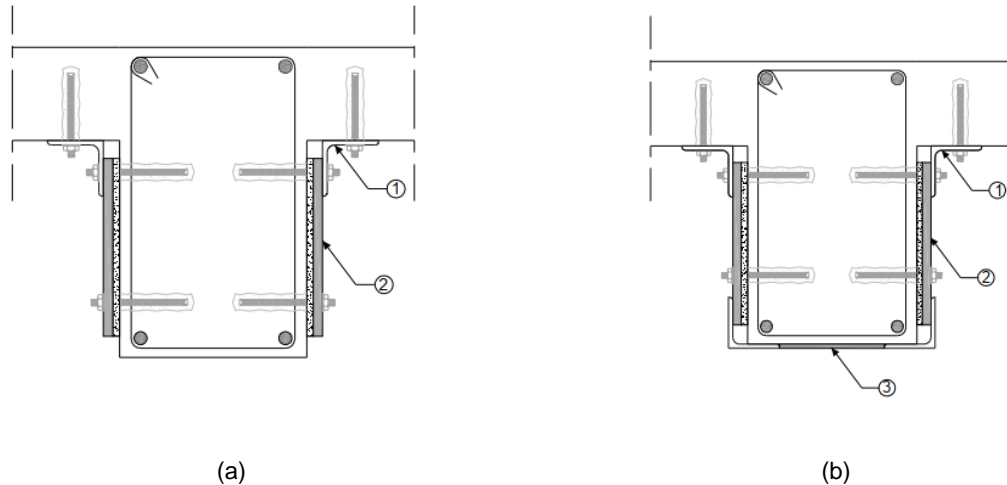


Figura 5.19 – Solução construtiva com recurso a cantoneira fixa à face inferior da laje por intermédio de buchas e chapa metálica, contínua em toda a face da viga (a) e cantoneira fixa à face inferior da laje por intermédio de buchas, ligada ao nível da face inferior da laje por barras metálicas e chapas metálicas descontínuas (b) – adaptado de Sousa (2008)

A solução da Figura 5.19(a) tem como inconveniente a dificuldade de manuseamento das chapas e a grande área de superfície de betão a tratar.

Para o reforço de pilares por colagem de armaduras, as disposições construtivas apresentam-se na Figura 5.20.

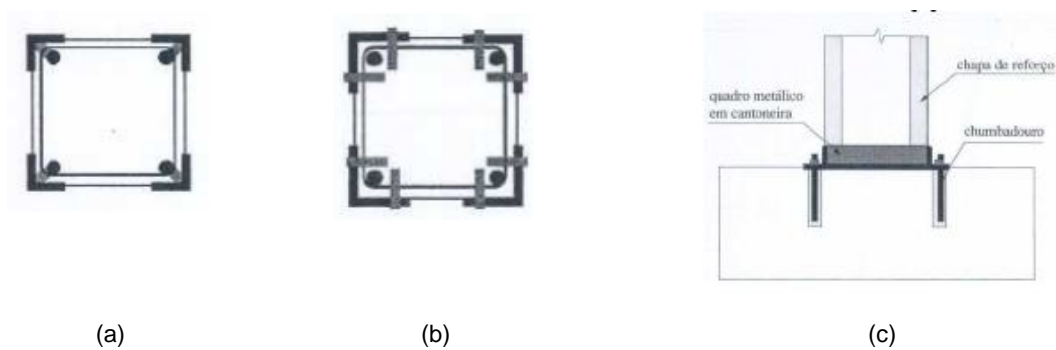


Figura 5.20 – Reforço realizado com cantoneiras dispostas nos cantos, coladas ao betão com uma resina epóxi injetada e fixas à armadura principal por soldadura (a), por colagem de buchas (b) e a ligação à fundação é feita através de esquadros metálicos soldados aos perfis, fixos à fundação (c) – adaptado de Sousa (2008)

As cantoneiras da Figura 5.20(a) são ligadas entre si por barras soldadas ao perfil. A disposição construtiva da Figura 5.20(b) será adequada quando as cantoneiras apresentem dimensões consideráveis.

### 5.3.2.2. Reforço por colagem de FRP

- Descrição Técnica

A técnica de reforço por colagem de FRP consiste na colagem de lâminas, mantas ou tecidos de FRP ao betão, com recurso a uma resina, normalmente, do tipo epóxida. Esta técnica aplica-se no reforço à flexão e esforço transversal de pilares, vigas e lajes. No entanto, apenas se aplica em situações em que se preveja um reforço moderado e o betão da peça a reforçar seja de média/boa qualidade, segundo Appleton e Costa (2011).

As suas principais vantagens são o reduzido impacto arquitetónico, a reduzida interferência na utilização da estrutura e a rapidez e facilidade de execução (Sousa, 2008).

- Disposição de armaduras

Uma vez que, a forma e disposição das armaduras de FRP no elemento a reforçar varia consoante a natureza do reforço e a tipologia da peça, apresenta-se na Figura 5.21, Figura 5.22 e Figura 5.23 imagens dos reforços tipo mais comuns com colagem de lâminas, mantas e tecidos no betão.

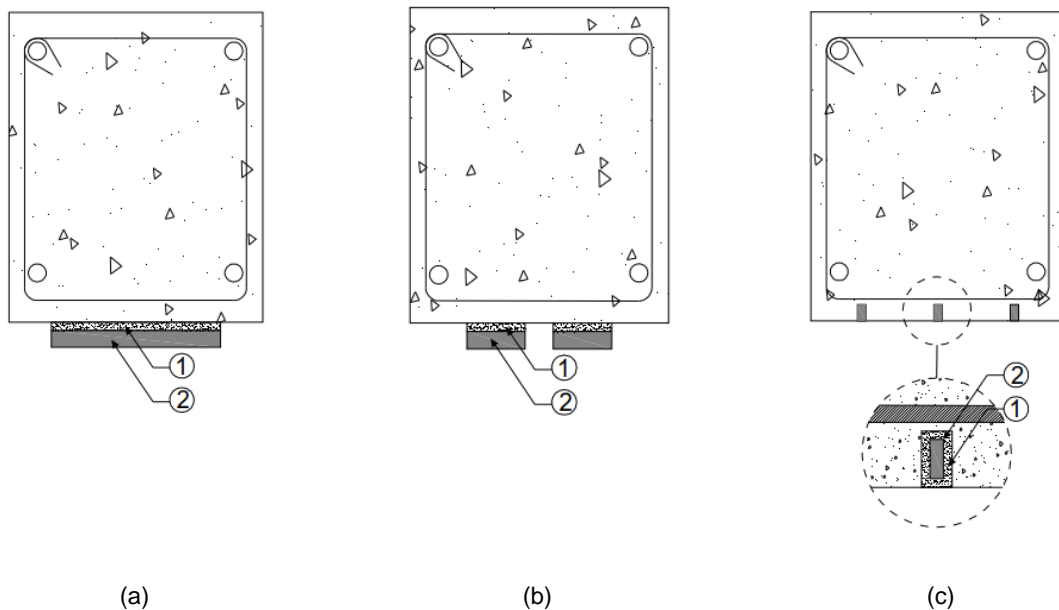


Figura 5.21 – Reforço de vigas e lajes à flexão por colagem de armaduras de FRP com adesivo de ligação e de uma única lâmina (a), de mais do que uma única lâmina (b) e introdução de lâminas em ranhuras (c) – adaptado de Sousa (2008)

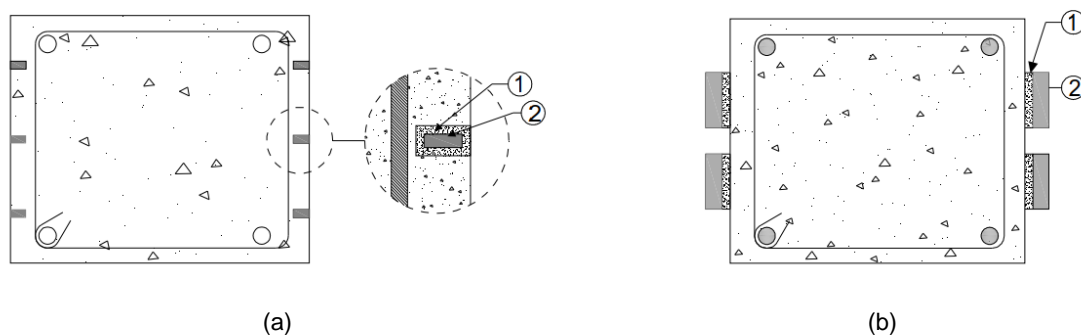


Figura 5.22 – Reforço de pilares à flexão por colagem de armaduras de FRP com adesivo de ligação e por introdução de lâminas em ranhuras de 5x15 mm (a) e colagem de lâminas nas faces do pilar (b) – adaptado de (Sousa, 2008)

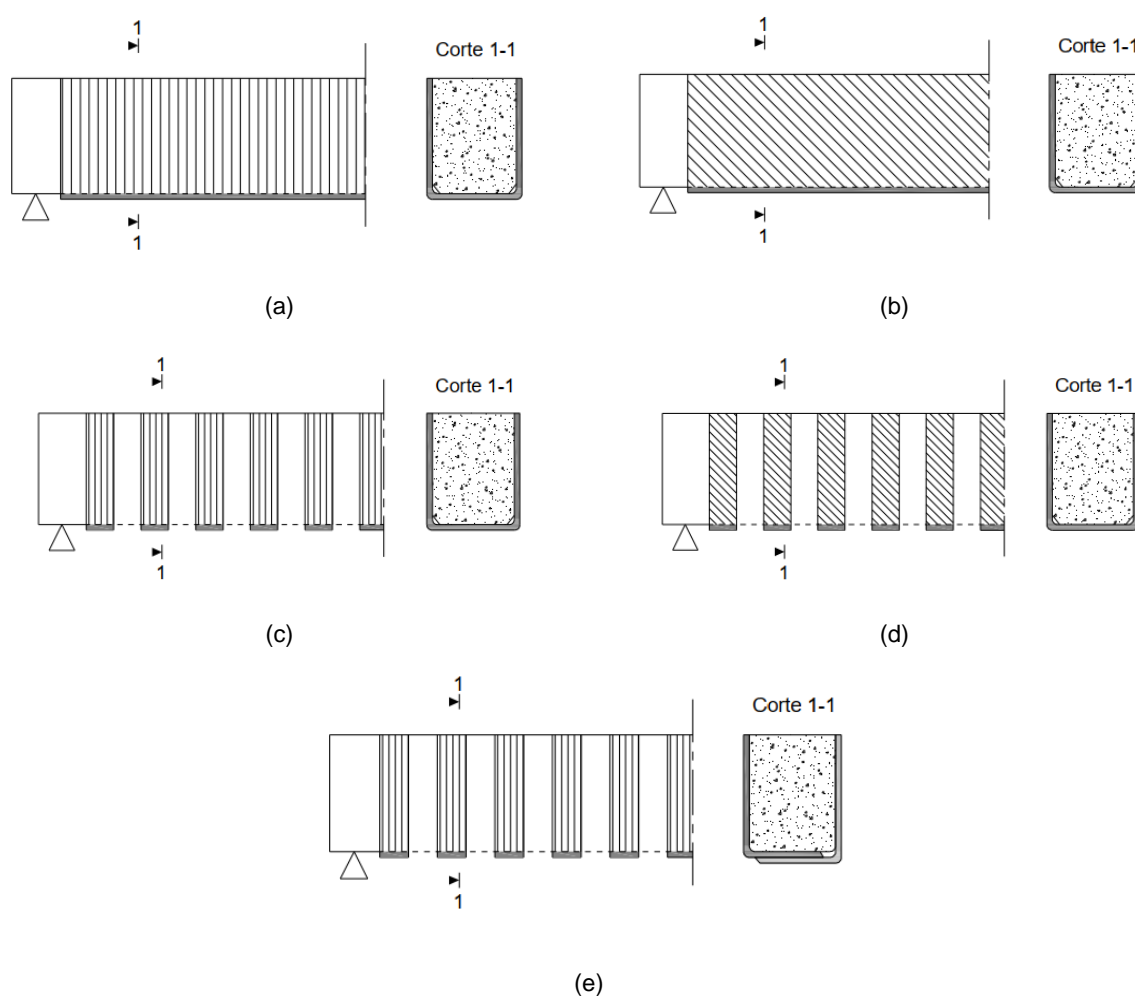


Figura 5.23 – Reforço de vigas ao esforço transversal por colagem de armaduras de FRP com estribo contínuo em "U" (a) e (b), com estribo descontinuo em "U" (c) e (d) e estribo pré-fabricado em "L" com orientação das fibras de 90° (e) – adaptado de Sousa (2008)

#### **5.4.APLICABILIDADE DAS MEDIDAS DE INTERVENÇÃO AO CASO DE ESTUDO**

De acordo com o enquadramento da estrutura, realizado no capítulo 3, e do resultado da avaliação e diagnóstico do estado de conservação, referido no capítulo 4, é possível referir os seguintes aspetos:

- O Cavalete de S. Vicente foi construído há 85 anos, não exercendo atualmente qualquer tipo de função, perspetivando-se que seja mantido apenas como elemento escultórico de memória;
- A ação do vento é a ação predominante, no entanto, a estrutura sempre esteve sujeita à mesma desde a sua construção e sempre aparentou comportar-se bem para essa mesma ação;
- A estrutura apresenta danos materiais e não danos estruturais;
- Não se registou fissurações graves estruturais;
- Não existe indícios que a estrutura tenha estado sujeita a assentamentos diferenciais das fundações, evidenciando assim, uma base de apoio estável.

Tendo em conta os pontos referidos anteriormente, conclui-se que é conveniente a aplicação de algumas intervenções de reparação estrutural.

As intervenções de reparação estrutural do Cavalete de S. Vicente, recuperando as suas condições originais, passariam pela:

- Remoção de todas as partes destacáveis de betão e de aço com corrosão, mantendo apenas as partes íntegras dos materiais.
- Lavagem de todas as superfícies e preparação para reparação;
- Reforço com aposição de varões de aço soldados aos varões existentes, ou colocação de armaduras adicionais, caso seja necessário. Pintura de proteção da superfície das armaduras expostas;
- Reposição com betão ou com argamassa de reparação de todas as partes em falta, de forma a restabelecer a geometria inicial dos elementos estruturais de betão;
- Pintura de proteção de todas as superfícies de betão da obra e acabamento final.

A aplicação de qualquer medida de reforço estrutural, pressupõem a necessidade de melhorar a resistência à flexão e ao corte.

Tal como já foi referido anteriormente, existem vigas que não cumprem a verificação de segurança relativamente ao corte. Face à situação atual, ao valor patrimonial e ao incumprimento da regulamentação, sugerem-se as seguintes medidas de reforço estrutural:

- Reforço por encamisamento de secções com betão armado;
- Reforço por adição de armaduras exteriores por colagem e/ou ligação mecânica de elementos metálicos (chapas e perfis) e/ou FRP.

As medidas propostas foram sugeridas não só pelas condicionantes arquitectónicas, mas também pela vida útil da estrutura após reforço. Estas técnicas são usadas devido à sua facilidade e rapidez de execução, à pequena perturbação nas dimensões arquitectónicas e ao facto de recorrer a materiais correntes.

Ao optar pelo uso das medidas de reforço estrutural mencionadas, estas podem implicar a alteração da forma e técnica construtiva do cavalete, pois as intervenções de reforço são muito intrusivas, aumentando as secções de betão e o número/diâmetro de varões, sendo discutível usar as seguintes

intervenções de reforço estrutural para uma estrutura na qual o seu principal objetivo passa por preservar e valorizar a mesma. De qualquer forma, caso haja necessidade de melhorar a resistência da estrutura, estas medidas são aplicadas, pois não é por a estrutura ser classificada que impossibilita a aplicação das mesmas.



# 6

## SÍNTESE, CONCLUSÕES E PROCEDIMENTOS COMPLEMENTARES

### 6.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES

A presente dissertação, foca-se na reabilitação da estrutura de betão armado do Cavalete de S. Vicente, localizado no concelho de Gondomar.

Desta forma, o estudo incidiu, numa primeira fase, no levantamento de formas de degradação do betão armado e recolher ferramentas de diagnóstico, procurando soluções que permitissem reparar os elementos de betão armado degradados, de forma a repor a sua capacidade resistente original, quer através da atuação direta no material, quer através da substituição de partes e(ou) inclusão de novos elementos.

De seguida, verificou-se se o Cavalete de S. Vicente cumpria os requisitos de segurança regulamentares atualmente em vigor para as novas condições de uso (elemento escultórico de memória da antiga atividade mineira local), embora se saiba que terá sido dimensionada de acordo com regras estipuladas em patentes existentes na altura da sua construção, ou seja, que não foi concebida para as cargas e a ação sísmica estipuladas nas novas regulamentações. Estas verificações de segurança foram realizadas supondo que a estrutura se encontrava em bom estado de conservação e concluíram que, neste pressuposto, cumpria os requisitos de segurança estrutural, com exceção da resistência ao esforço transversal de algumas vigas.

Salienta-se a grande complexidade regulamentar (EC1) na caracterização da ação do vento. A grande diferença na definição desta ação do vento entre o RSA e o EC1, não está no cálculo da pressão dinâmica de referência de pico, mas sim na determinação do coeficiente força. Enquanto no RSA esse coeficiente é estabelecido diretamente em função do tipo de estrutura, no EC1 é calculado através de um processo complexo e moroso que obriga a tomar decisões e assumir pressupostos que nem sempre são claros ou declarados no código, razão pela qual se optou por simplificar a análise, assumindo parâmetros conservativos.

Após esta fase, incidiu-se na avaliação e diagnóstico do estado de conservação do caso de estudo, identificando o tipo de patologias encontradas e descrevendo os ensaios realizados no betão e nas armaduras para estimar a sua durabilidade e resistência. Este trabalho envolveu a compreensão dos mecanismos responsáveis pela degradação do betão armado, sendo fundamental para a determinação das causas das anomalias detetadas, tendo, no caso do cavelete, permitido concluir que a estrutura apresenta um elevado grau de degradação material que reduziu a sua capacidade resistente face à da estrutura originalmente construída.

Note-se que os ensaios realizados durante a fase de diagnóstico são bastante importantes porque reduzem as incertezas resultantes da análise visual, ajudando a perceber e quantificar o estado dos materiais. A correlação dos diferentes ensaios contribui ainda para uma melhor análise global da estrutura. Em particular, constatou-se existir uma grande diversidade de equipamentos capazes de aferir o estado de degradação da estrutura, nalguns casos com um rigor e exatidão assinalável.

As fases descritas anteriormente tiveram como objetivo principal recolher informação que permitisse delinear medidas de intervenção estrutural (reparação e(ou) reforço) que garantissem a segurança da estrutura e, simultaneamente, eliminassem as causas dos danos, maximizassem a manutenção dos materiais existentes e minimizassem o impacto em termos da forma dos elementos, garantindo a preservação e valorização da estrutura.

Posto isto, foram propostas medidas de intervenção que visaram, sobretudo, a reposição das condições originais da estrutura. Envolveram a medidas de reparação estrutural e de proteção aos agentes agressivos através de uma pintura a aplicar na superfície dos elementos.

Estas medidas foram baseadas na análise de segurança realizada que mostrou a boa resposta da estrutura para as novas condições de uso, mas tiveram também em consideração o facto de se tratar de uma estrutura classificada património industrial, condição que condiciona as medidas de intervenção.

Em modo de conclusão, através da análise de um caso de estudo real, este trabalho permitiu adquirir conhecimento sobre a reabilitação de estruturas de betão armado, em particular de estruturas classificadas, e reflectir sobre as suas condicionantes quando confrontada com a construção nova.

## 6.2.PROCEDIMENTOS COMPLEMENTARES

No seguimento do trabalho realizado nesta dissertação, com base na pesquisa bibliográfica efetuada e na informação recolhida, e na maior ou menor dificuldade com que se obtiveram os resultados, sugerem-se os seguintes temas a desenvolver em trabalhos futuros e(ou) trabalhos a realizar em torno da estrutura do cavalete:

- Mapeamento de anomalias com a sua localização e tipificação numa escala de importância e(ou) gravidade;
- Realizar novos ensaios que permitam melhorar o conhecimento das características e do estado de degradação da estrutura;
- Realizar sondagens às fundações e ao solo, de modo a compreender, em particular, a interação escora-terreno quando sujeita a esforços de tração;
- Utilizar a ferramenta *laser scanner* para efetuar um levantamento geométrico (e fotográfico) mais rigoroso que permita uma leitura integrada das patologias;



## Referências Bibliográficas

- ALMEIDA, Augusto Farinas de (1940) - As Novas Instalações do Poço de S. Vicente da Mina de Carvão de S. Pedro da Cova (Porto) Lisboa
- APPLETON, Júlio (2013) - Estruturas de Betão. ISBN 978-972-8620-21-9.
- APPLETON, Júlio ; COSTA, António (2011) - Apontamentos da cadeira de "Reabilitação e Reforço de Estruturas" [Em linha].
- BENTO, Fernando ; RODRIGUES, João (2003) - Reforço de Pilares por Encamisamento Metálico [Em linha].
- BOTO, Tiago André Pais Madeira (2015) - Estratégias para Intervenções de Reparação e Reforço em Estruturas de Betão Armado. Instituto Superior de Coimbra.
- BRANCO, José Venâncio Telo (2014) - Reabilitação de Pontes Rodoviárias de Betão. Madeira: Universidade da Madeira.
- BRITO, Jorge de ; FLORES, Inês (2005) - Patologia e Reabilitação de Construções em Betão Armado [Em linha]. [Consult. 25 de maio de 2019].
- CORREIA, João Ramôa (2011) - Proteção, Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado [Em linha].
- COSTA, Vanessa Miranda da (2009) - Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias - Aplicação a Casos de Estudo. Braga: Escola de Engenharia - Universidade do Minho.
- COUTINHO, Maria Joana de Sousa (1998) - Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem. Porto: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto.
- (2015) - Materiais de Construção 2 - Ligantes [Em linha].
- CRUZ, Mário Jorge Azevedo da (2016) - Avaliação da Segurança de Estruturas Existentes e Estudo do Reforço de um Edifício de Betão Armado. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- DAMIÃO, Tomás dos Santos (2012) - Prescrição de sistemas de reparação de estruturas de betão. IST. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre.
- DECRETO 4036 - REGULAMENTO PARA O EMPREGO DO BETON ARMADO (28/03/1918) -
- DECRETO 25948 - REGULAMENTO DE BETÃO ARMADO (16/10/1935) -
- DECRETO 47723 - REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO (20/05/1967) -
- DUARTE, Carlos M. ; ALVAREZ, José A. (2001) - Cal Hidráulica: um pouco da sua História. Pedra & Cal - Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico. Nº10:(abril, maio e junho)
- FÉLIX, Mara Alexandra Alonso (2016) - Inspeção e Diagnóstico de Edifícios de Betão Armado: Estudo e Aplicação a um Caso Prático. ISEP.
- FIGUEIRAS, Joaquim ; FIÚZA, António ; LEITE, Alexandre (2016) - Parecer Relativo ao Valor Patrimonial e Estado de Conservação do Cavalete Mineiro de S. Vicente das Minas de Carvão de S. Pedro da Cova - Gondomar FEUP
- FREYSSINET, Eugène (1939) - Une Révolution dans les Techniques du Béton. Paris.
- GAUDETTE, Paul ; ASPIN, Jason ; SLATON, Deborah (1999) - Repairing historic concrete [Em linha].
- GAUDETTE, Paul ; SLATON, Deborah (2007) - Preservation of Historic Concrete.
- GOMES, Augusto ; APPLETON, Júlio (1997) - Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções [Em linha].
- GOMES, Isabela Soraia Costa (2017) - Deterioração do betão : Técnicas de Avaliação e Prevenção. Coimbra: IPC - ISEC - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra.
- JORGE, Helena (2017) - Reabilitação de Betão Histórico. Medidas de Intervenção Estrutural.
- LICORDARI, Mariangela (2016) - The diffusion of reinforced concrete in Portugal: industrial buildings as means of technical disclosure. Revista de História da Sociedade e da Cultura [Em linha]. 16: 321-342. ISSN 1645-2259-2183-8615.
- MIRANDA, Henrique [et al.] (1996) - Parecer para Eventual Classificação do Cavalete de S. Vicente das Minas de S. Pedro da Cova, concelho de Gondomar, distrito do Porto FEUP
- MONTEIRO, Vitor ; LIMA, J. D'Arga e ; MUN, Mary (1999) - Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão (REBAP-83). Lisboa: LNEC. ISBN 9789724911557.
- NP EN 1990 (2009) - Eurocódigo - Bases para Projeto de Estruturas.

- NP EN 1991-1-4 (2010) - Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas: Parte 1-4 - Ações Gerais - Ações do Vento.
- NP EN 1992-1-1 (2010) - Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão: Parte 1-1 - Regras Gerais e Regras para Edifícios.
- NP EN 1998-1 (2010) - Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios.
- OLIVEIRA, M. Marques de (2001) - A Indústria do Cimento. Pedra & Cal - Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico. Nº10:(abril, maio e junho)
- PADRÃO, José Avelino Loureiro Moreira (2004) - Técnicas de Inspeção e Diagnóstico em Estruturas. Porto: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto.
- REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS E MINAS (1967) - Instruções Francesas para o Formigão Armado.
- RODRIGUES, Carlos Chastre (2005) - Reparação e Reforço de Estruturas de Betão Armado com Sistemas Compósitos de FRP [Em linha].
- RODRIGUEZ, M.; PARK, R. (1991) - Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance. Earthquake Spectra [Em linha]. 7:3. 439-459. [Consult. 2019/06/24]. ISSN 8755-2930.
- SAMPAIO, Joaquim (1996) - Parecer para Eventual Classificação do Cavalete de S. Vicente das Minas de S. Pedro da Cova, concelho de Gondomar, distrito do Porto FEUP
- SANTOS, S. Pompeu (2008) - ITES 13 - A Reabilitação Estrutural do Património Construído. ISBN 9724919730.
- SCRIVENER, Karen; JAMES KIRKPATRICK, R. (2008) - Innovation in Use and Research on Cementitious Material.
- SILVA, Vitor Córias e (2001) - Conservação do Betão Armado Enquanto Património Arquitectónico. Pedra & Cal - Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico. Nº10:(abril, maio e junho)
- (2008) - Inspeções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios. Lisboa: ISBN 9789728469535.
- SIMÕES, Maria Luisa de Faria (2007) - Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado por Encamisamento Parcial. Rio de Janeiro - Brasil: Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- SOUSA, Álvaro (2008) - Reparação, Reabilitação e Reforço Betão Armado. Porto: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto.
- SOUSA COUTINHO, J. (1998) - Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem. Porto: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto.
- WISEU, Joaquim C. S. (1993) - História do betão armado em Portugal.

## **ANEXOS**



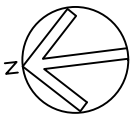
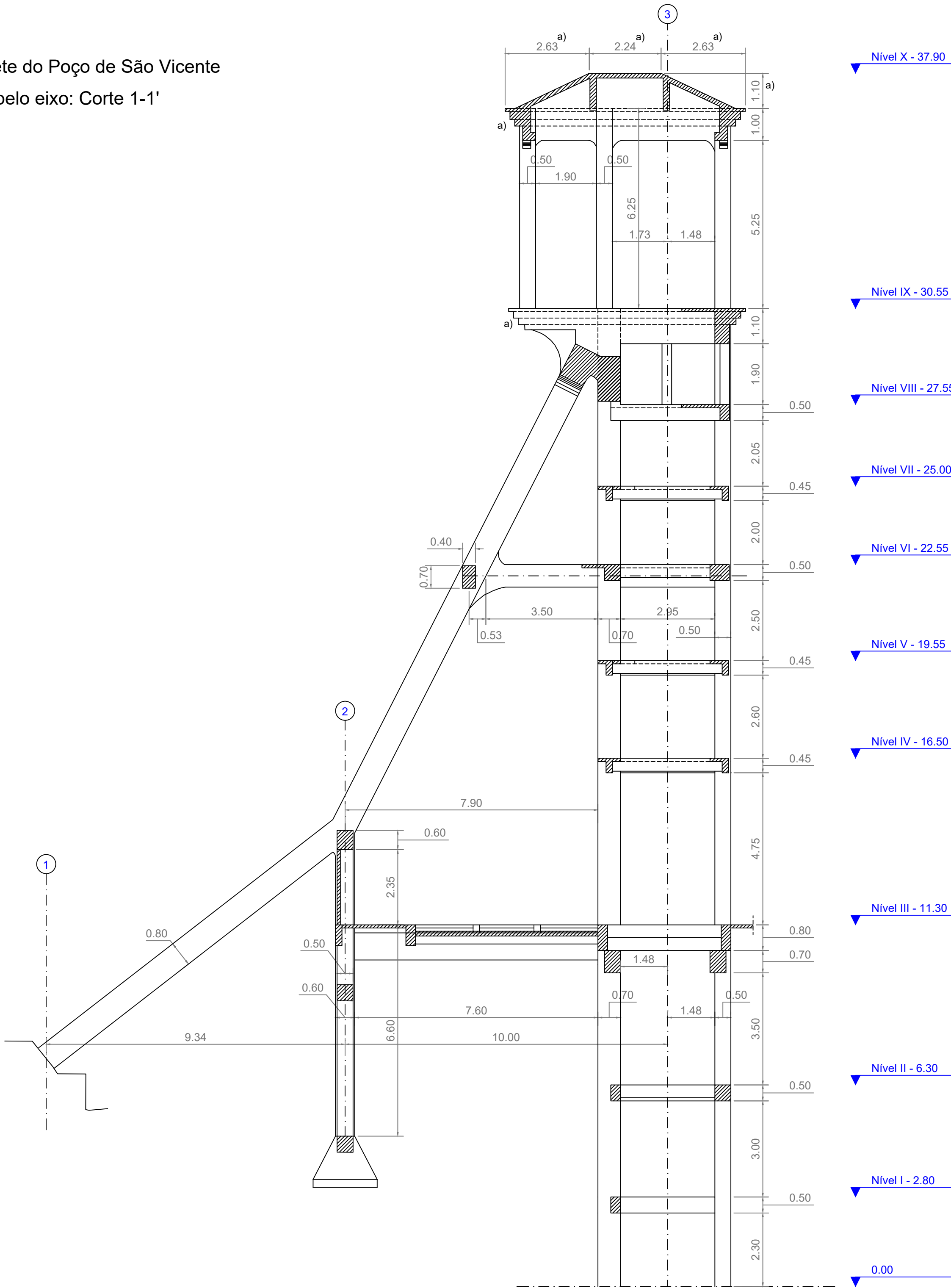
**A1**

Plantas e Cortes estruturais  
do Cavalete de S. Vicente



Caveleto do Poço de São Vicente

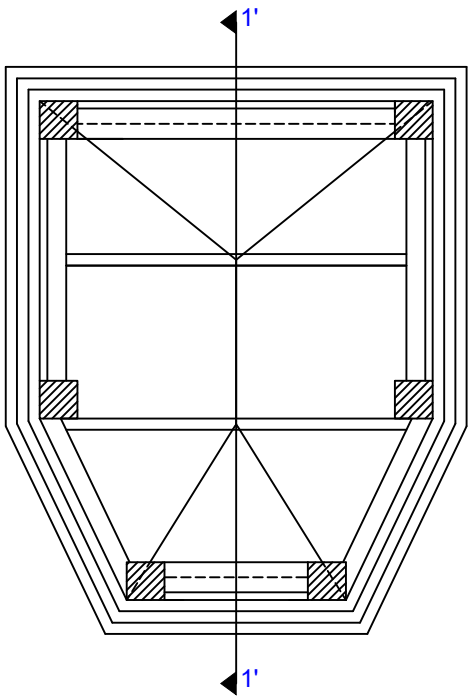
Corte pelo eixo: Corte 1-1'



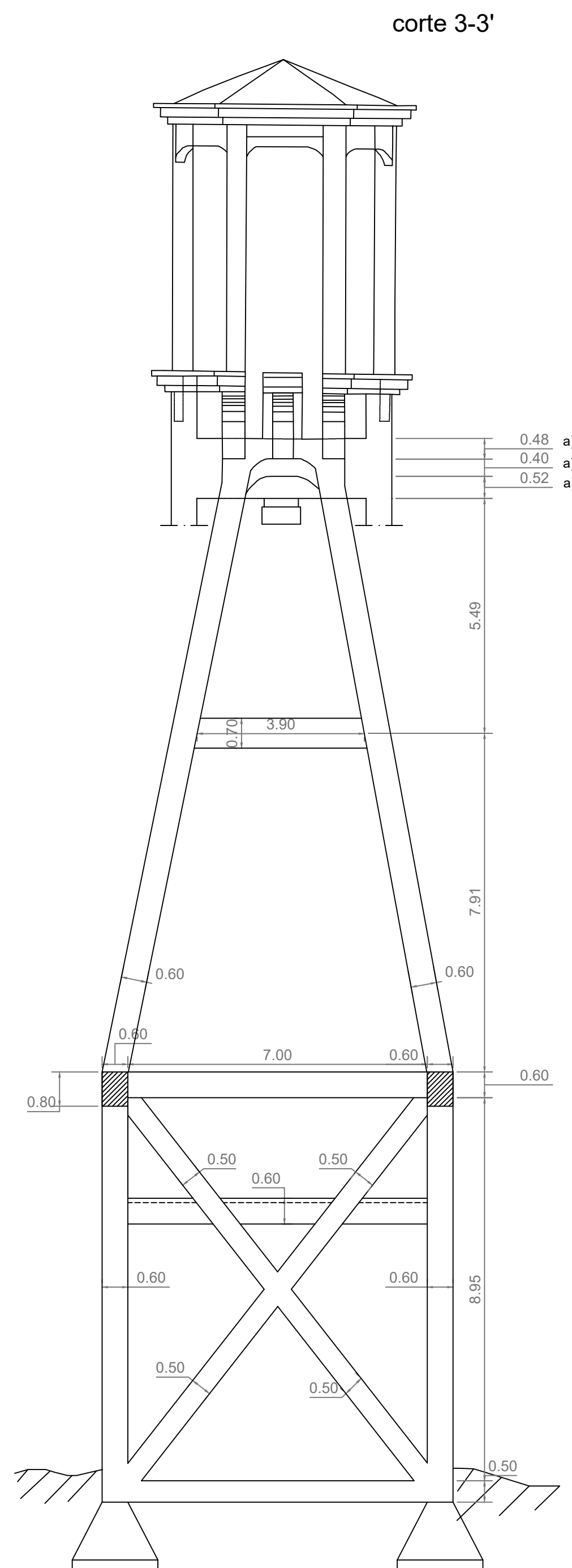
Notas :

a) Dimensões estimadas a partir de documento existente.

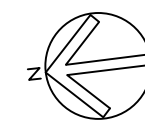
Planta do nível X



Corte pelo eixo: Corte 2-2' e corte 3-3'



corte 3-3'



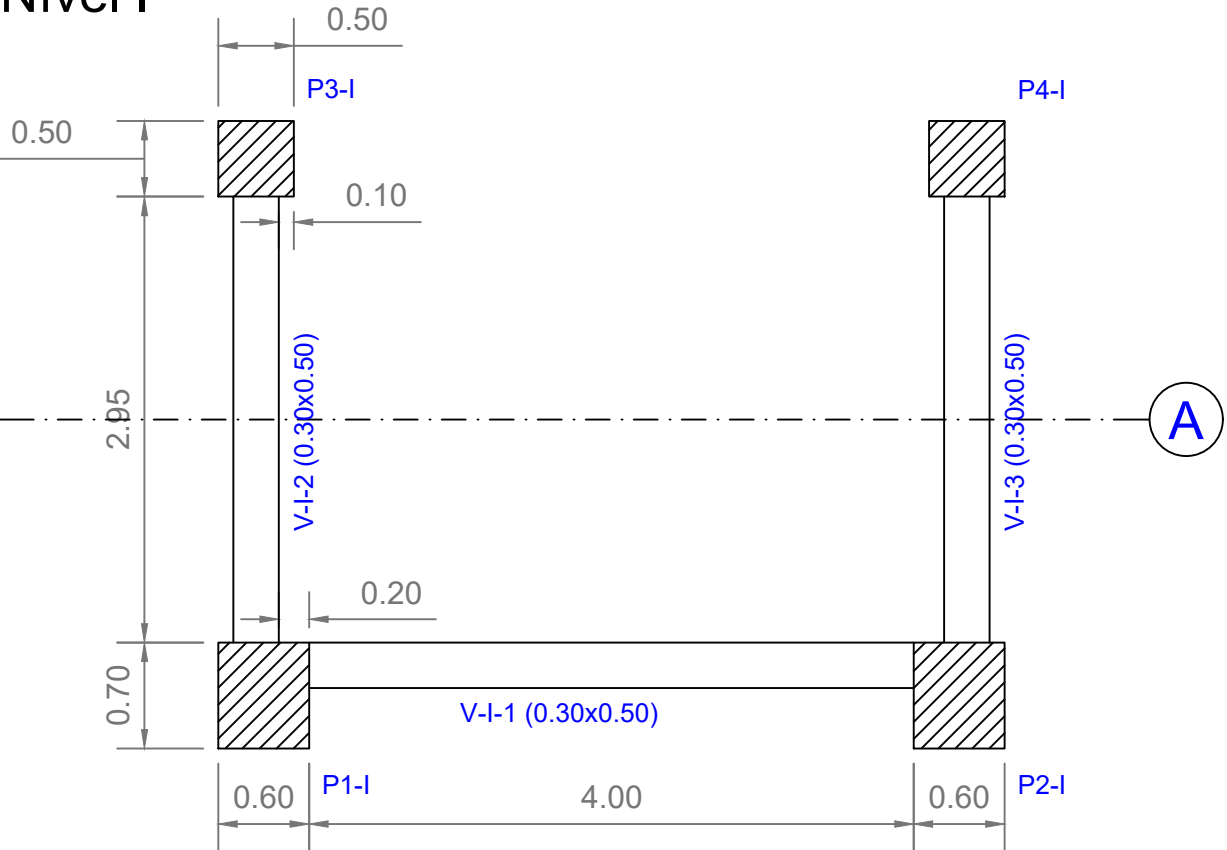
a) Dimensões estimadas a partir de documento existente.

The drawing consists of two parts. The top part is a cross-section of a trapezoidal structure, showing a wide base and a narrower top. It features a central vertical axis and two diagonal axes. The top section is a rectangle with internal cross-bracing. The bottom section is a trapezoid with a central vertical axis and two diagonal axes. The bottom section is divided into three horizontal sections. The bottom-most section is a rectangle with internal cross-bracing. The middle section is a trapezoid with a central vertical axis and two diagonal axes. The top section is a rectangle with internal cross-bracing. The bottom section is labeled with a blue '2' and a black arrow pointing upwards. The middle section is labeled with a blue '3' and a black arrow pointing upwards. The top section is labeled with a blue '2' and a black arrow pointing upwards.

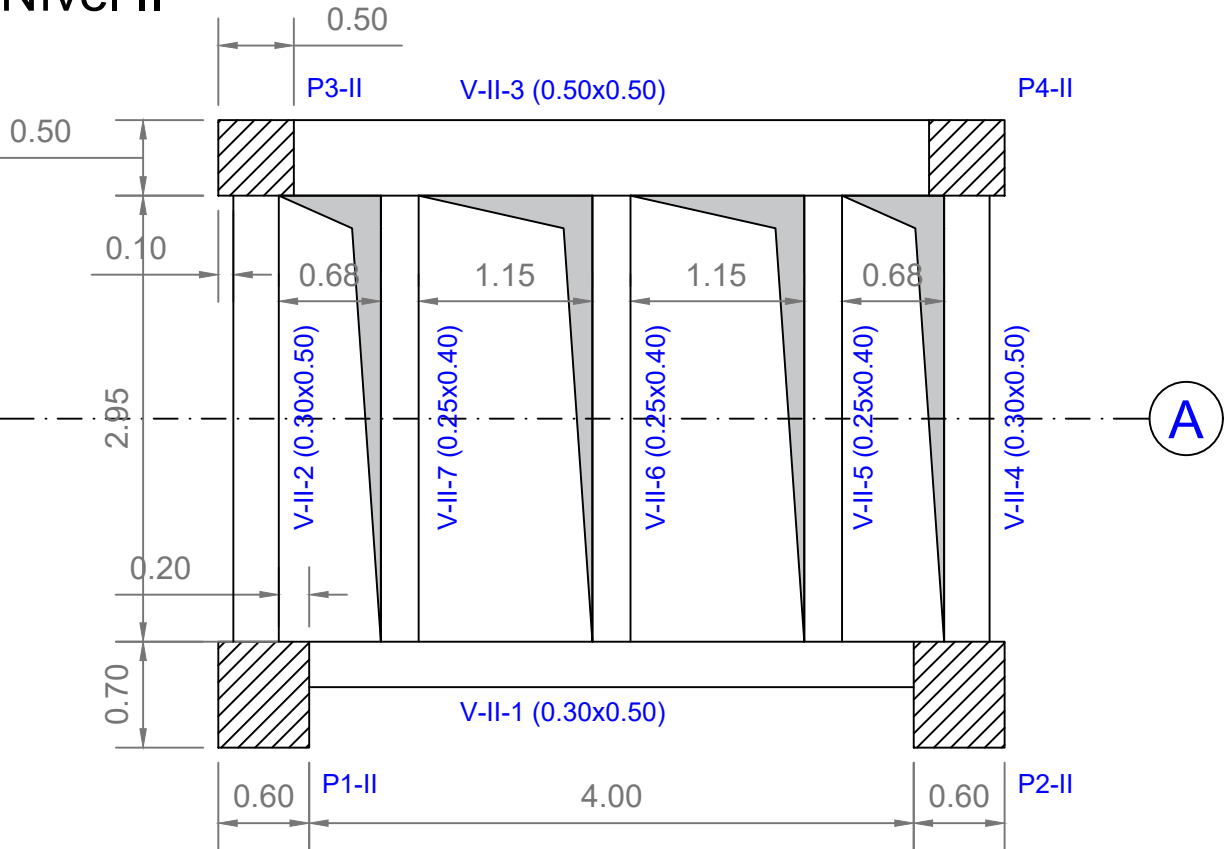
Inspeção Estrutural ao Cavalete de São Vicente  
Geometria: Corte vertical 2-2' e corte vertical 3-3'



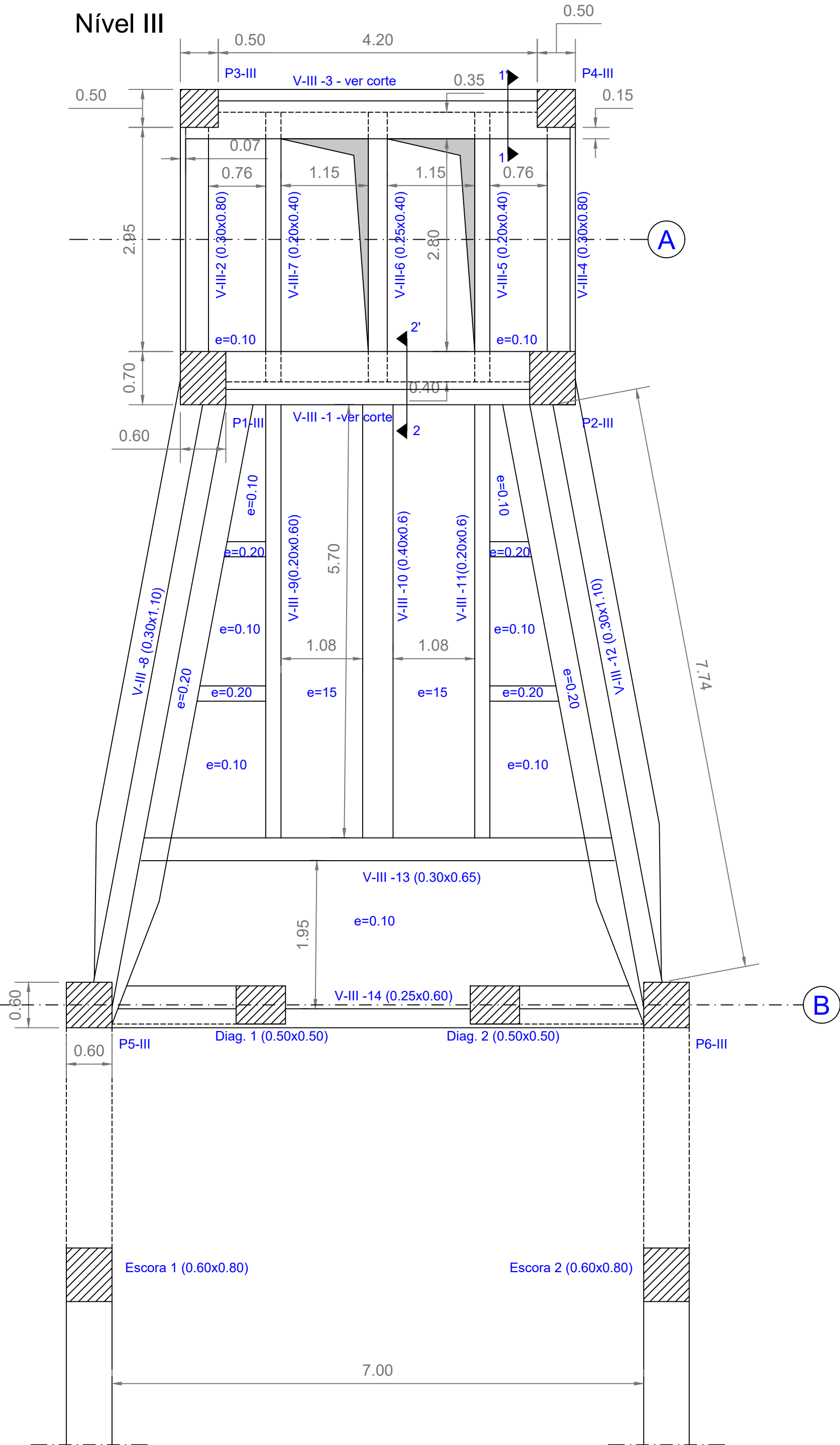
Nível I



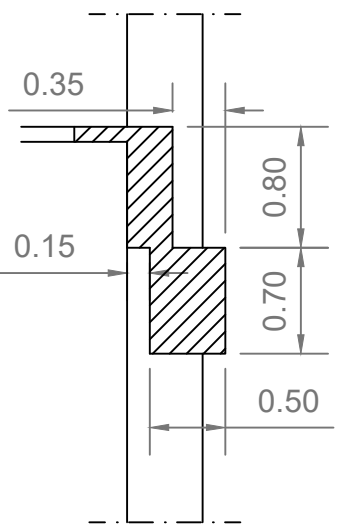
Nível II



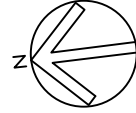
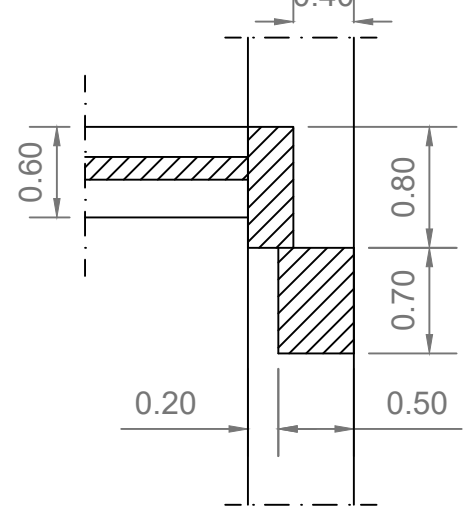
Nível III



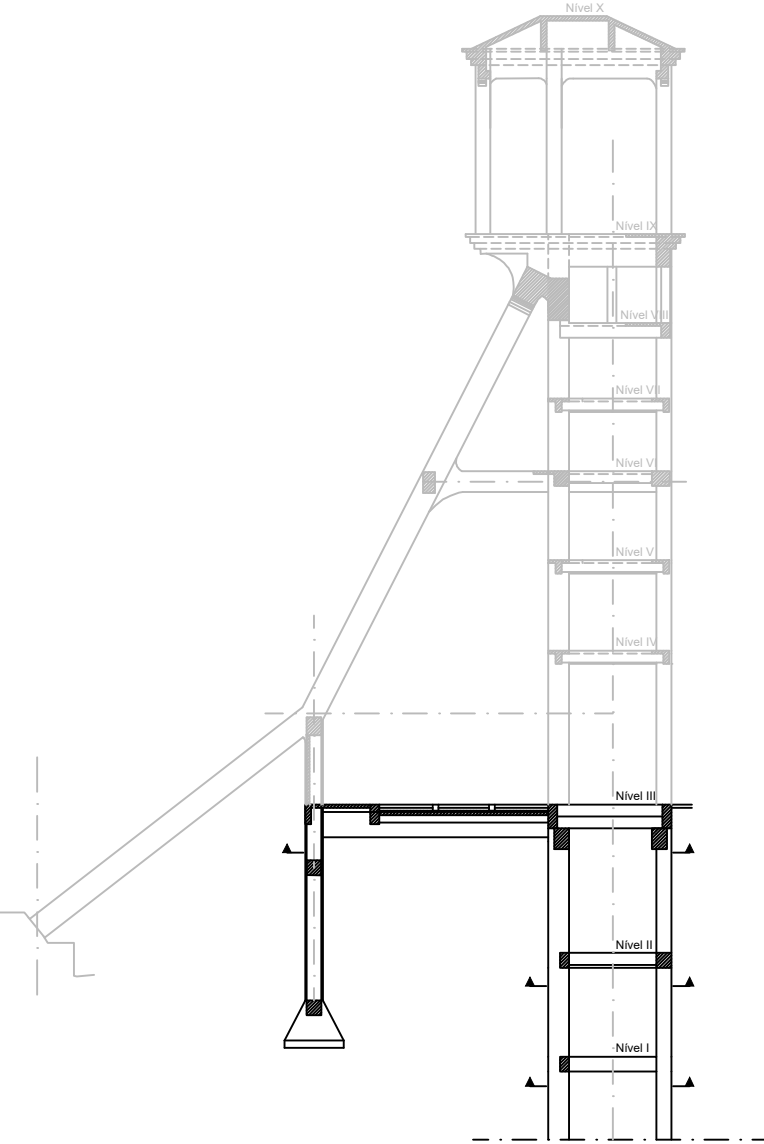
V-III-3 - Corte 1-1'



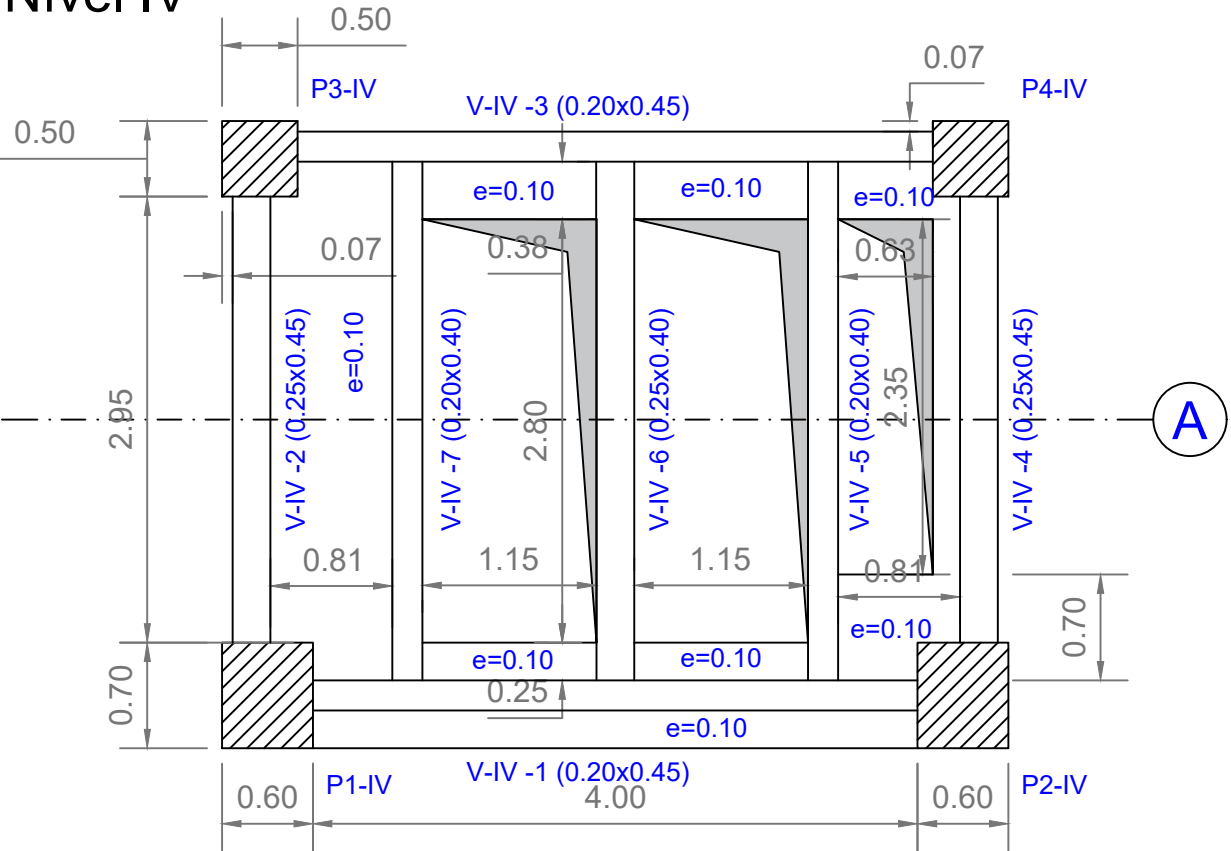
V-III -1 - Corte 2-2'



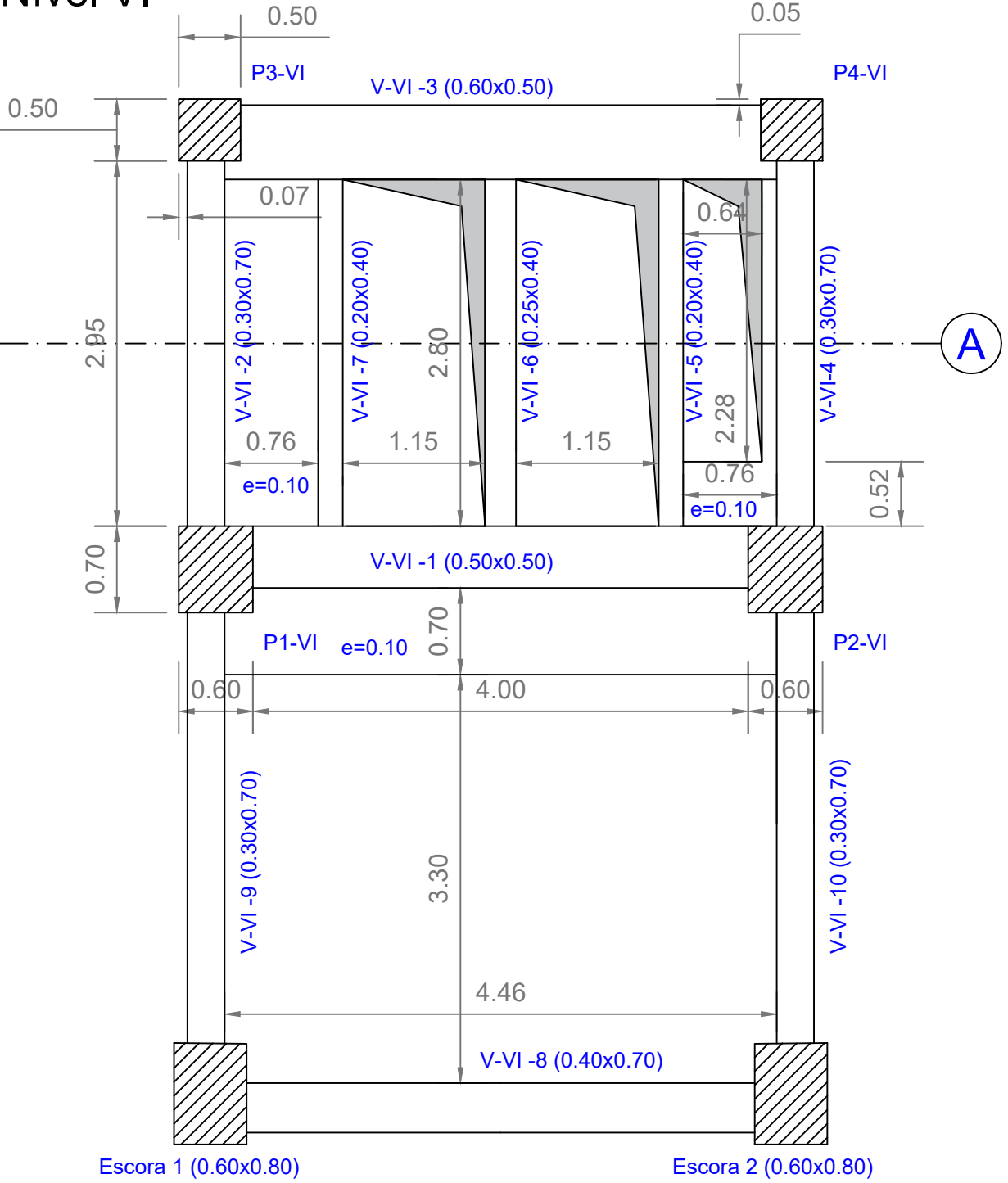
Corte 1 - 1'



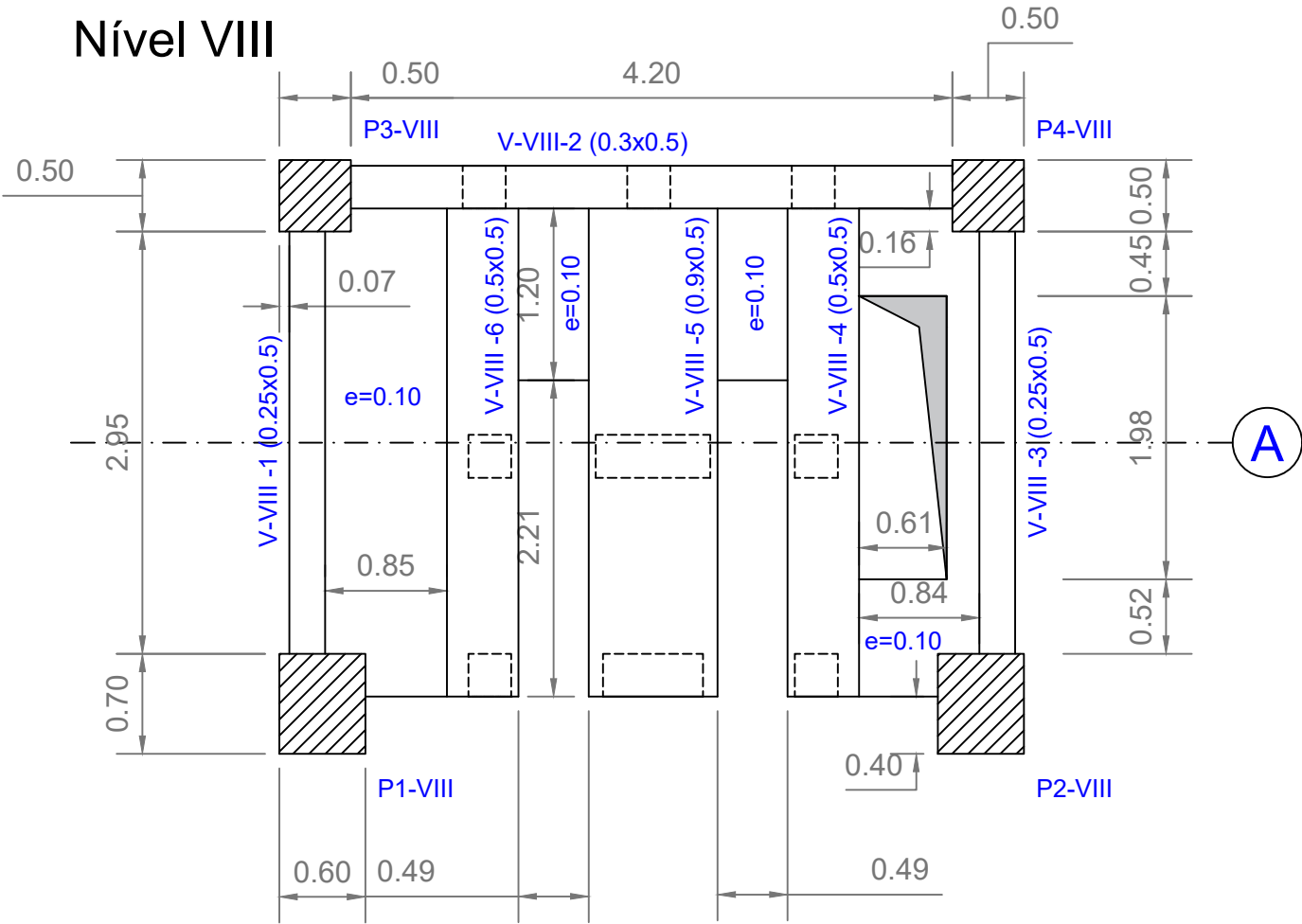
Nível IV



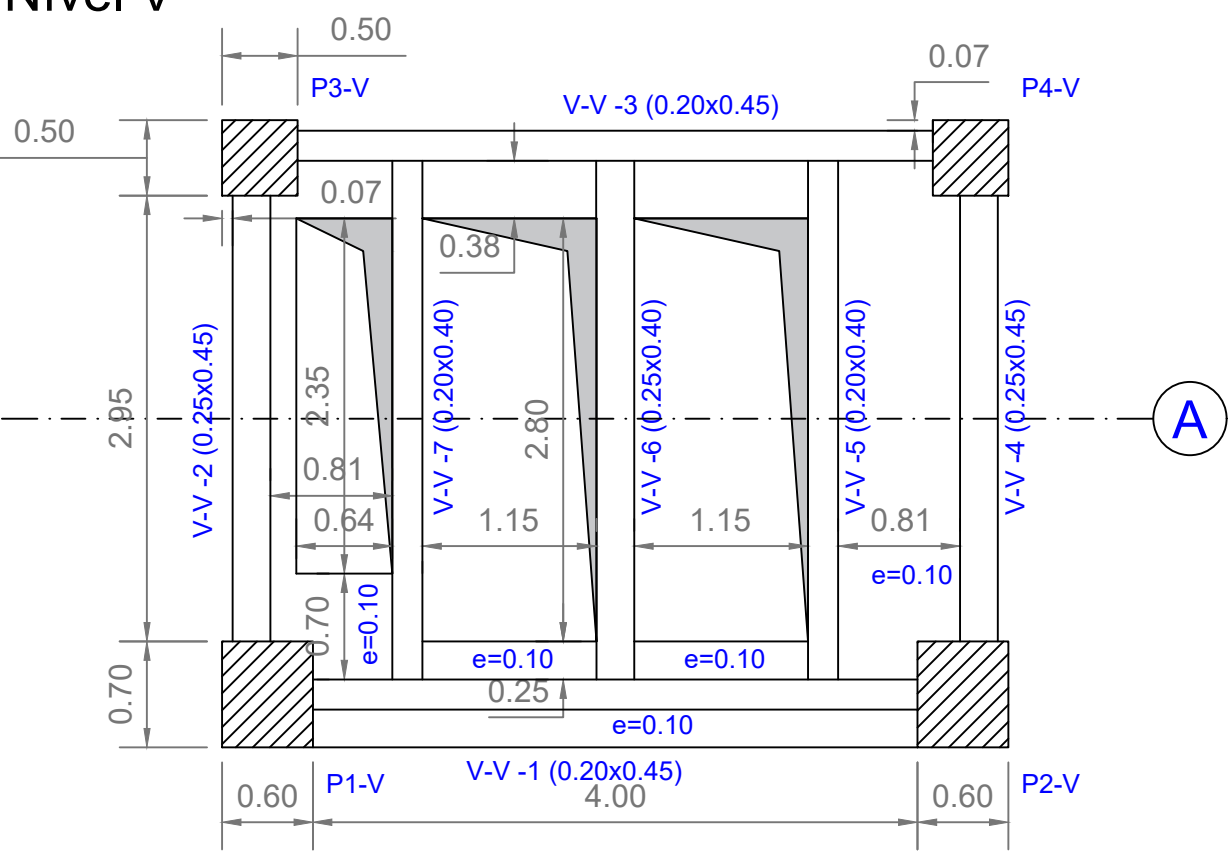
Nível VI



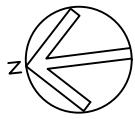
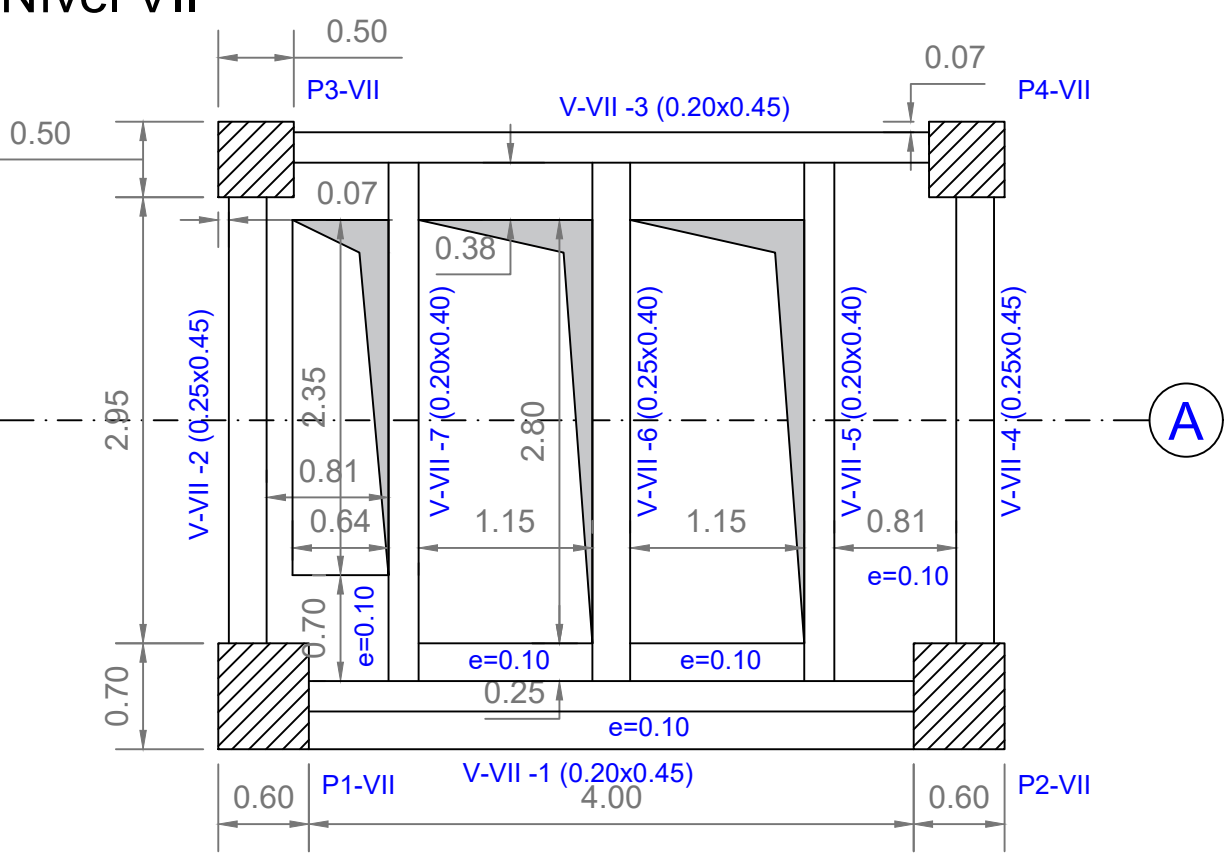
Nível VIII



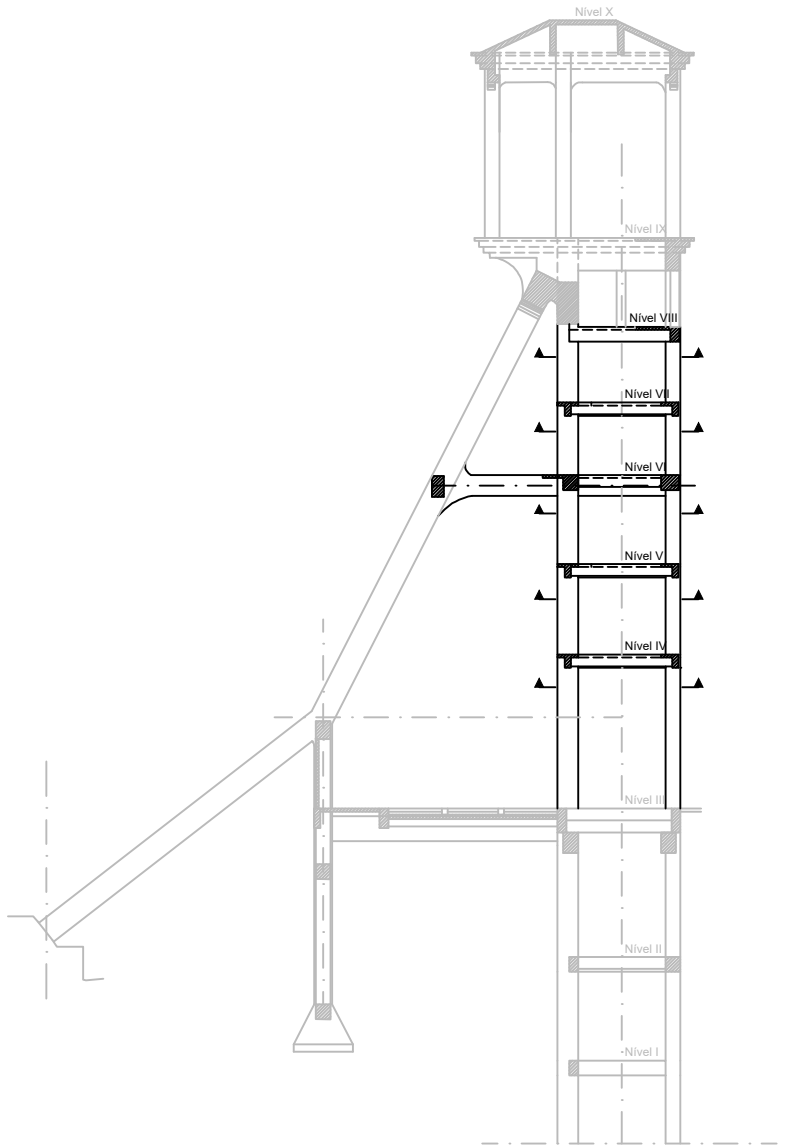
Nível V



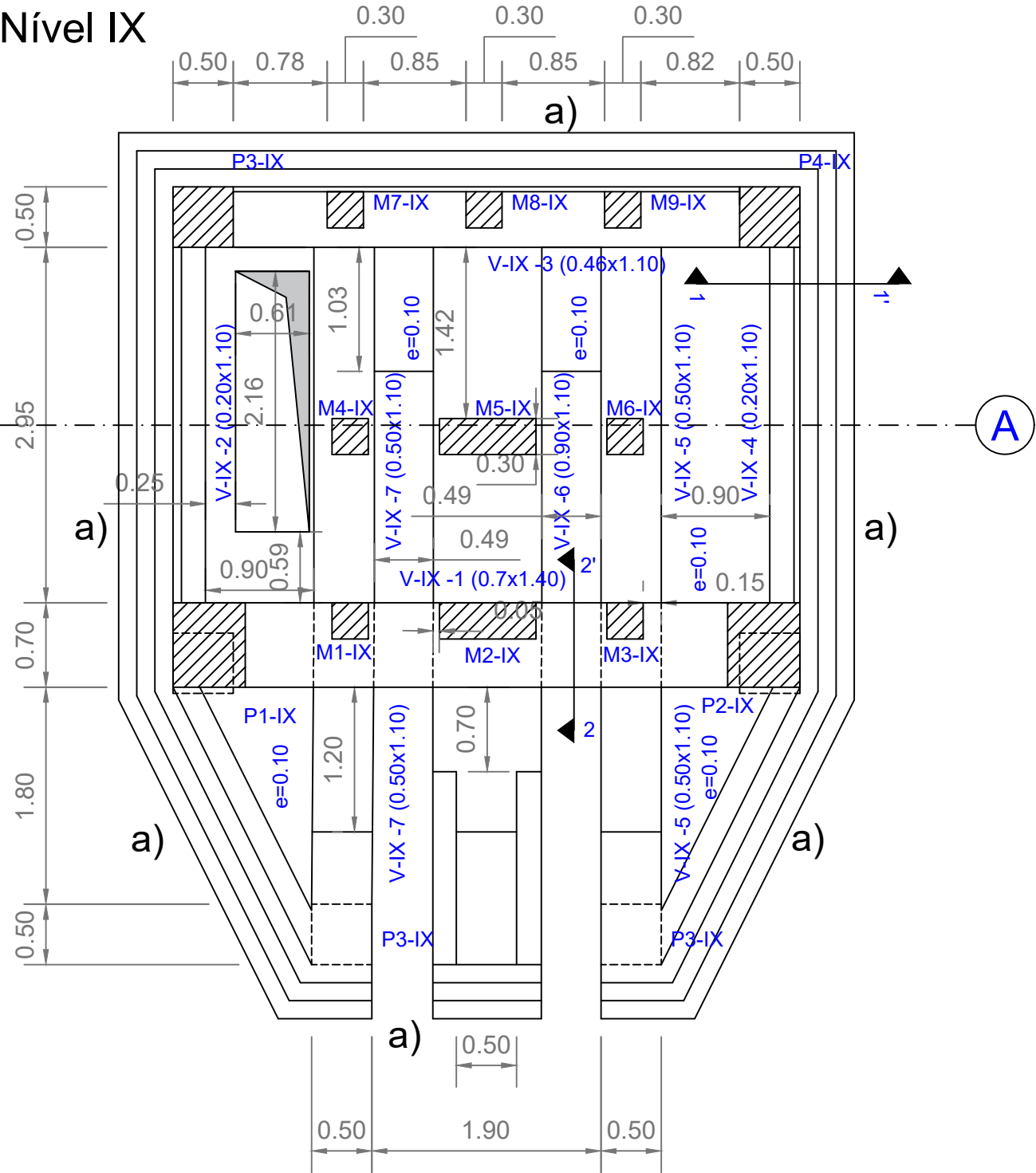
Nível VII



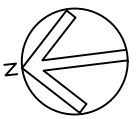
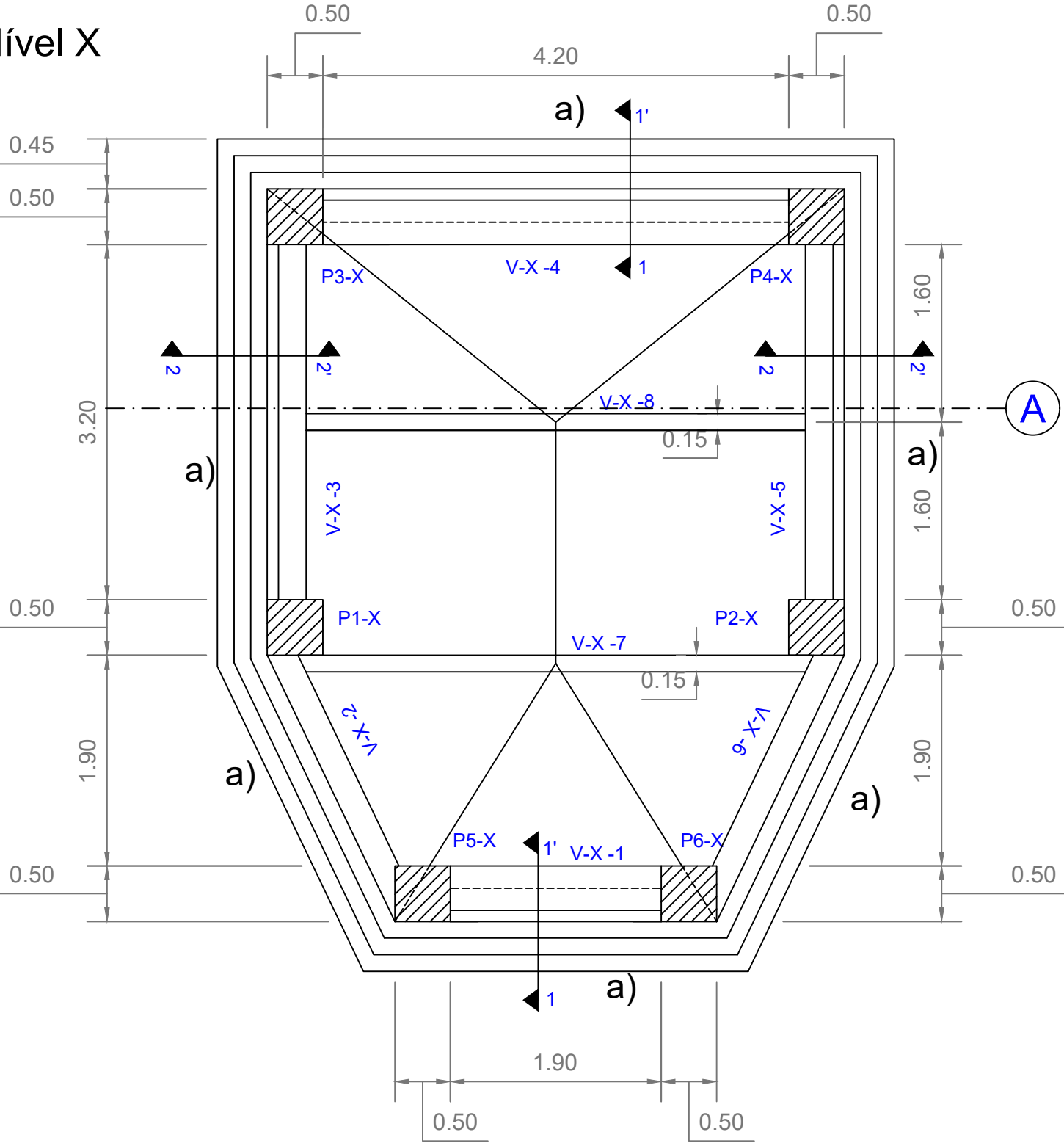
Corte 1 - 1'



Nível IX



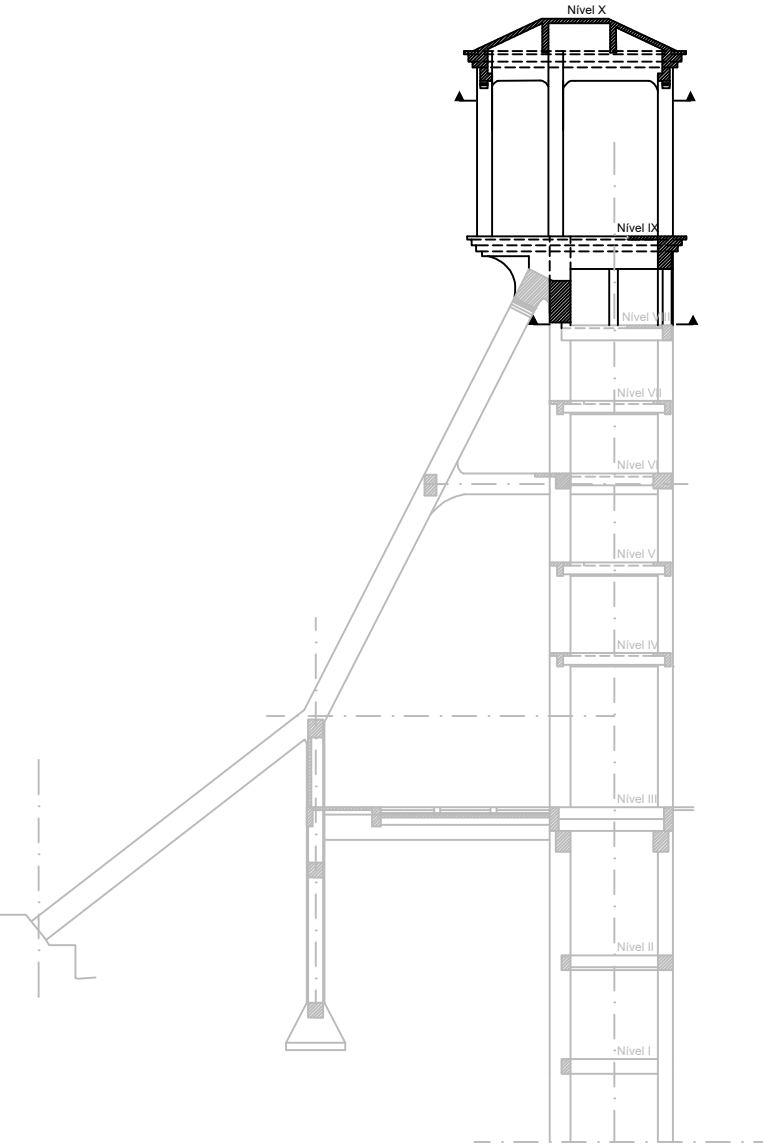
Nível X



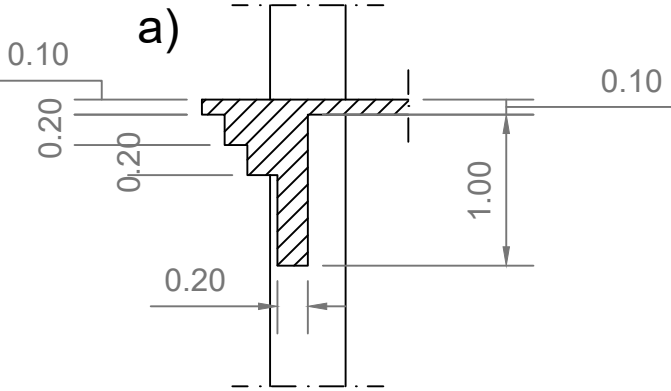
Notas :

a) Dimensões estimadas a partir de documento existente.

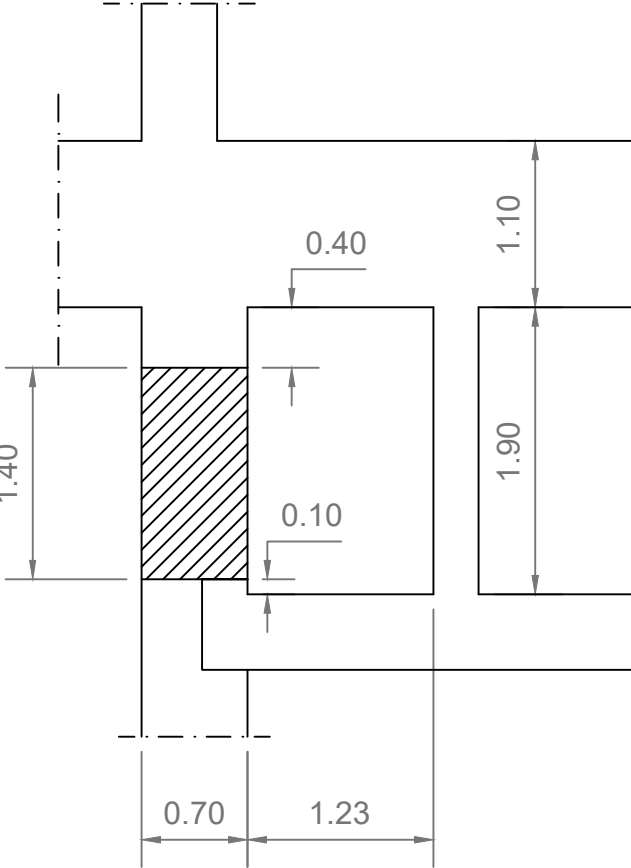
Corte 1 - 1'



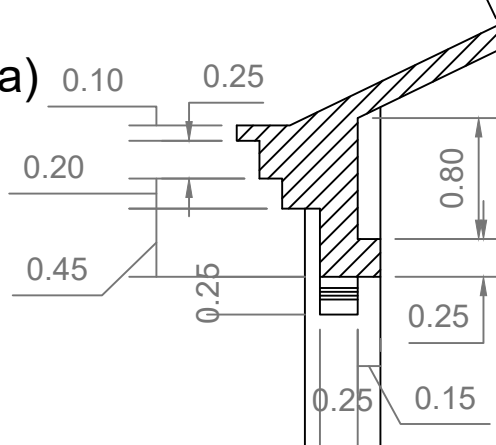
V-IX-4 - Corte 1-1'



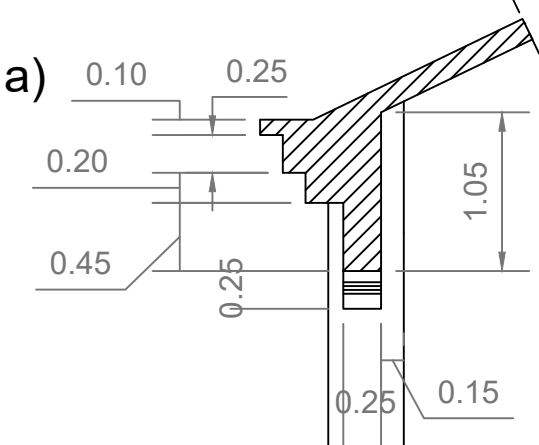
V-IX-1 - Corte 2-2'



V-X-1 e 4 - Corte 1-1'



V-X-3 e 5 - Corte 2-2'



Requerente: Câmara Municipal de Gondomar

Inspeção Estrutural ao Cavalete de São Vicente  
Geometria: Planta dos níveis IX e X



LE-GE-05

R0

Data: Junho 2018

Escala: 1:50 (A2)

## **A2**

### **Definição da Ação do Vento**

NP EN 1991-1-4 Ações do Vento		
$c_{dir}$	1,0	coeficiente de direção (ver NA-4.2(2)P, Nota 2)
$c_{season}$	1,0	coeficiente de sazão (ver NA-4.2(2)P, Nota 3)
$v_{b,0}$	27 m/s	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$ (4.1)	27 m/s	valor de referência da velocidade do vento
$z$	4,7 m	
$k_r$ (4.5)	0,190	coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade $z_0$
$c_r(z)$ (4.4)	0,863	coeficiente de rugosidade
$c_0(z)$	1,0	coeficiente de orografia
$v_m(z)$ (4.3)	23 m/s	velocidade média do vento a uma altura $z$ acima do solo
$I_v(z)$ (4.7)	0,220	intensidade de turbulência à altura $z$
$c_e(z)$ (4.9)	1,9	coeficiente de exposição
$q_b$ (4.10)	455,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de referência
$q_p(z)$ (4.8)	862,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de pico à altura $z$

Figura 0.1 - Definição da pressão dinâmica de pico à altura de 4,7 m na direção X

NP EN 1991-1-4 Ações do Vento		
$c_{dir}$	1,0	coeficiente de direção (ver NA-4.2(2)P, Nota 2)
$c_{season}$	1,0	coeficiente de sazão (ver NA-4.2(2)P, Nota 3)
$v_{b,0}$	27 m/s	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$ (4.1)	27 m/s	valor de referência da velocidade do vento
$z$	33,2 m	
$k_r$ (4.5)	0,190	coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade $z_0$
$c_r(z)$ (4.4)	1,235	coeficiente de rugosidade
$c_0(z)$	1,0	coeficiente de orografia
$v_m(z)$ (4.3)	33 m/s	velocidade média do vento a uma altura $z$ acima do solo
$I_v(z)$ (4.7)	0,154	intensidade de turbulência à altura $z$
$c_e(z)$ (4.9)	3,2	coeficiente de exposição
$q_b$ (4.10)	455,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de referência
$q_p(z)$ (4.8)	1442,8 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de pico à altura $z$

Figura 0.2 - Definição da pressão dinâmica de pico à altura de 33,2 m na direção X

NP EN 1991-1-4 Ações do Vento		
$c_{dir}$	1,0	coeficiente de direção (ver NA-4.2(2)P, Nota 2)
$c_{season}$	1,0	coeficiente de sazão (ver NA-4.2(2)P, Nota 3)
$v_{b,0}$	27 m/s	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$ (4.1)	27 m/s	valor de referência da velocidade do vento
$z$	37,9 m	
$k_r$ (4.5)	0,190	coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade $z_0$
$c_r(z)$ (4.4)	1,260	coeficiente de rugosidade
$c_0(z)$	1,0	coeficiente de orografia
$v_m(z)$ (4.3)	34 m/s	velocidade média do vento a uma altura $z$ acima do solo
$I_v(z)$ (4.7)	0,151	intensidade de turbulência à altura $z$
$c_e(z)$ (4.9)	3,3	coeficiente de exposição
$q_b$ (4.10)	455,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de referência
$q_p(z)$ (4.8)	1486,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de pico à altura $z$

Figura 0.3 - Definição da pressão dinâmica de pico à altura de 37,9 m na direção X

NP EN 1991-1-4 Ações do Vento		
$c_{dir}$	1,0	coeficiente de direção (ver NA-4.2(2)P, Nota 2)
$c_{season}$	1,0	coeficiente de sazão (ver NA-4.2(2)P, Nota 3)
$v_{b,0}$	27 m/s	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$ (4.1)	27 m/s	valor de referência da velocidade do vento
$z$	3,6 m	
$k_r$ (4.5)	0,190	coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade $z_0$
$c_r(z)$ (4.4)	0,810	coeficiente de rugosidade
$c_0(z)$	1,0	coeficiente de orografia
$v_m(z)$ (4.3)	22 m/s	velocidade média do vento a uma altura $z$ acima do solo
$I_v(z)$ (4.7)	0,234	intensidade de turbulência à altura $z$
$c_e(z)$ (4.9)	1,7	coeficiente de exposição
$q_b$ (4.10)	455,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de referência
$q_p(z)$ (4.8)	790,4 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de pico à altura $z$

Figura 0.4 - Definição da pressão dinâmica de pico à altura de 3,6 m na direção Y

NP EN 1991-1-4 Ações do Vento		
$c_{dir}$	1,0	coeficiente de direção (ver NA-4.2(2)P, Nota 2)
$c_{season}$	1,0	coeficiente de sazão (ver NA-4.2(2)P, Nota 3)
$v_{b,0}$	27 m/s	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$ (4.1)	27 m/s	valor de referência da velocidade do vento
$z$	34,3 m	
$k_r$ (4.5)	0,190	coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade $z_0$
$c_r(z)$ (4.4)	1,241	coeficiente de rugosidade
$c_0(z)$	1,0	coeficiente de orografia
$v_m(z)$ (4.3)	34 m/s	velocidade média do vento a uma altura $z$ acima do solo
$I_v(z)$ (4.7)	0,153	intensidade de turbulência à altura $z$
$c_e(z)$ (4.9)	3,2	coeficiente de exposição
$q_b$ (4.10)	455,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de referência
$q_p(z)$ (4.8)	1453,9 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de pico à altura $z$

Figura 0.5 - Definição da pressão dinâmica de pico à altura de 34,3 m na direção Y

NP EN 1991-1-4 Ações do Vento		
$c_{dir}$	1,0	coeficiente de direção (ver NA-4.2(2)P, Nota 2)
$c_{season}$	1,0	coeficiente de sazão (ver NA-4.2(2)P, Nota 3)
$v_{b,0}$	27 m/s	valor básico da velocidade de referência do vento
$v_b$ (4.1)	27 m/s	valor de referência da velocidade do vento
$z$	37,9 m	
$k_r$ (4.5)	0,190	coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade $z_0$
$c_r(z)$ (4.4)	1,260	coeficiente de rugosidade
$c_0(z)$	1,0	coeficiente de orografia
$v_m(z)$ (4.3)	34 m/s	velocidade média do vento a uma altura $z$ acima do solo
$I_v(z)$ (4.7)	0,151	intensidade de turbulência à altura $z$
$c_e(z)$ (4.9)	3,3	coeficiente de exposição
$q_b$ (4.10)	455,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de referência
$q_p(z)$ (4.8)	1486,6 N/m <sup>2</sup>	pressão dinâmica de pico à altura $z$

Figura 0.6 - Definição da pressão dinâmica de pico à altura de 37,9 m na direção Y



Tabela 0.1 - Definição do vento nos pilares

	Nível	Elemento	dimX	dimY	cf	qpX	qpY	VENTO_X	VENTO_Y														
								FwX	FwY														
PILARES	I	P1	0,7	0,6	2	0,863	0,79	1,0	1,1														
		P2						0,9	0,8														
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	II	P1	0,7	0,6		1,175	1,139	1,4	1,6														
		P2						1,2	1,1														
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	III	P1	0,7	0,6				1,175	1,139	1,4	1,6												
		P2								1,2	1,1												
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	IV	P1	0,7	0,6						1,175	1,139	1,4	1,6										
		P2										1,2	1,1										
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	V	P1	0,7	0,6								1,175	1,139	1,4	1,6								
		P2												1,2	1,1								
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	VI	P1	0,7	0,6										1,175	1,139	1,4	1,6						
		P2														1,2	1,1						
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	VII	P1	0,7	0,6												1,175	1,139	1,4	1,6				
		P2																1,2	1,1				
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	VIII	P1	0,7	0,6														1,175	1,139	1,4	1,6		
		P2																		1,2	1,1		
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
	IX	P1	0,7	0,6																1,175	1,139	1,4	1,6
		P2																				1,2	1,1
		P3	0,5	0,5																			
		P4																					
		M1	0,3	0,3																		0,7	0,7
		M2	0,3	0,8																		1,9	0,7
		M3	0,3	0,3																		0,7	0,7
		M4	0,3	0,3																		0,7	0,7
		M5	0,3	0,8																		1,9	0,7
		M6	0,3	0,3																		0,7	0,7
M7		0,3	0,3	0,7	0,7																		
M8		0,3	0,3	0,7	0,7																		
M9		0,3	0,3	0,7	0,7																		
X	P1	0,7	0,6	1,175	1,139																	1,8	2,1
	P2					1,5	1,5																
	P3	0,5	0,5																				
	P4																						
	P5	0,5	0,5																				
	P6					1,3	1,3																
	1																						
2																							



Tabela 0.2 - Definição do vento nas vigas

VENTO_X						
VIGAS	Nível	Elemento	h	cf	qpX	FwX
	I	V1	0,5	2	0,863	<b>0,9</b>
	II	V1	0,5	2	1,175	<b>1,2</b>
		V3				
	III	V1	1,5	2	1,175	<b>3,5</b>
		V3				
	IV	V1	0,45	2	1,175	<b>1,1</b>
		V3				
	V	V1	0,45	2	1,175	<b>1,1</b>
		V3				
	VI	V1	0,5	2	1,175	<b>1,2</b>
		V3				
	VII	V1	0,45	2	1,175	<b>1,1</b>
		V3				
	VIII	V2	0,5	2	1,175	<b>1,2</b>
IX	V1	1,4	2	1,175	<b>3,3</b>	
	V3	1,1	2	1,175	<b>2,6</b>	
X	V1	0,45	2	1,487	<b>1,3</b>	
	V7	0,45	2	1,487	<b>1,3</b>	
	V8	0,45	2	1,487	<b>1,3</b>	
	V4	0,45	2	1,487	<b>1,3</b>	
VENTO_Y						
VIGAS	Nível	Elemento	h	cf	qpY	FwY
	I	V2	0,5	2	0,79	<b>0,8</b>
		V3				
	II	V2	0,5	2	1,139	<b>1,1</b>
		V4				
	III	V2	0,8	2	1,139	<b>1,8</b>
		V4				
	IV	V2	0,45	2	1,139	<b>1,0</b>
		V4				
	V	V2	0,45	2	1,139	<b>1,0</b>
		V4				
	VI	V2	0,7	2	1,139	<b>1,6</b>
		V4				
	VII	V2	0,45	2	1,139	<b>1,0</b>
		V4				
	VIII	V1	0,5	2	1,139	<b>1,1</b>
		V3				
	IX	V2	1,1	2	1,139	<b>2,5</b>
		V4				
		V5	1,1	2	1,139	<b>2,5</b>
		V7				
	X	V2	0,5	2	1,487	<b>1,5</b>
		V3	0,5	2	1,487	<b>1,5</b>
		V5	0,5	2	1,487	<b>1,5</b>
		V6	0,5	2	1,487	<b>1,5</b>

Tabela 0.3 - Definição do vento nos outros elementos estruturais

Elemento	dimX	dimY	cf	qpX	qpY	VENTO_X	VENTO_Y
						FwX	FwY
Escoras	0,6	0,8	2,0	1,2	1,1	<b>1,9</b>	<b>1,4</b>
Prumos	0,6	0,6	2,0	1,2	1,1	<b>1,4</b>	<b>1,4</b>
Diagonais	0,5	0,5	2	1,175		<b>1,2</b>	

Tabela 0.4 - Definição do vento X em algumas vigas

VENTO_X					
Nível	Elemento	h	cf	qpX	FwX
III	V13	0,6	2,0	1,2	<b>1,4</b>
	V14				
VI	V8	0,7	2,0	1,2	<b>1,6</b>
VIII-IX	Teste	1,2	2,0	1,2	<b>2,8</b>

Tabela 0.5 - Definição do vento Y em algumas vigas

VENTO_Y					
Nível	Elemento	h	cf	qpY	FwY
III	V12	1,1	2,0	1,1	<b>2,5</b>
	V8				
VI	V10	0,7	2,0	1,1	<b>1,6</b>
	V9				



### **A3**

#### **Definição da Ação Sísmica**

### Ação Sísmica Tipo 1 (afastado)

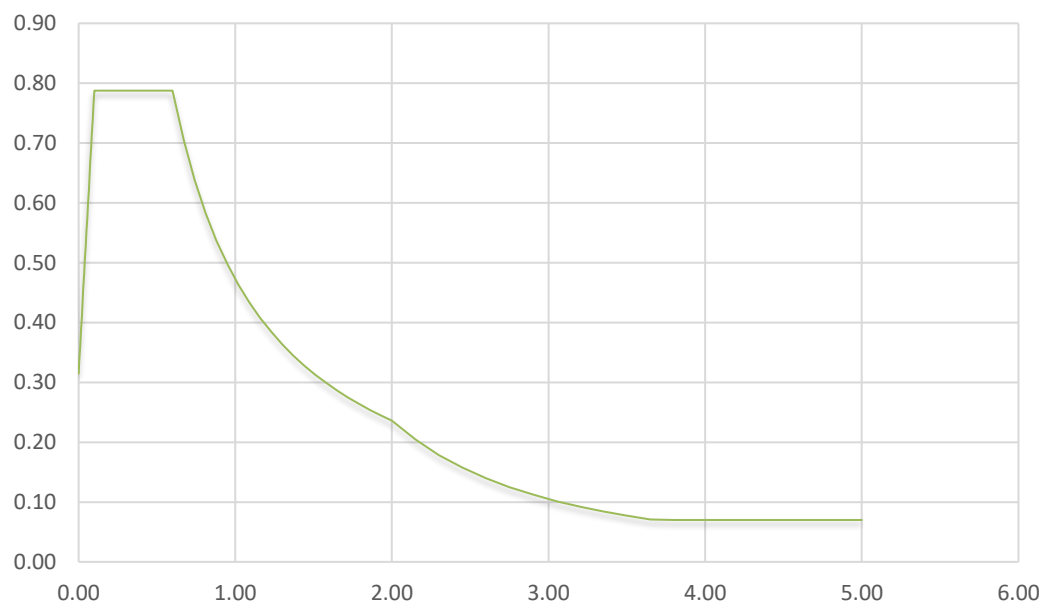


Gráfico 1 - Ação Sísmica do tipo 1 - afastado

### Ação Sísmica Tipo 2 (próximo)

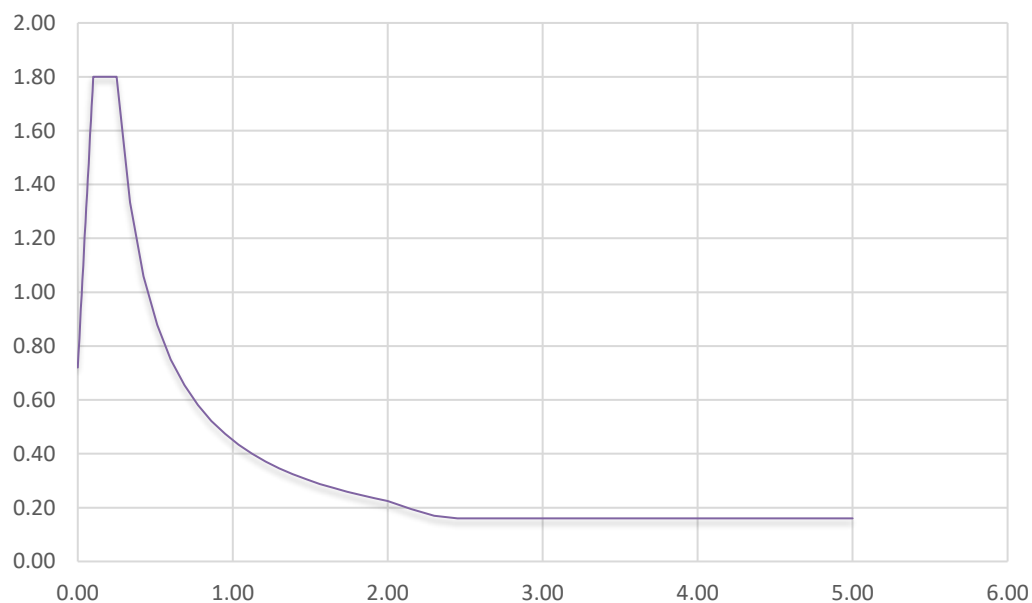


Gráfico 2 - Ação Sísmica do tipo 2 - próximo

Tabela 0.6 - Modos de vibração obtidos através da análise modal, desde o 6º modo até ao 19º - adaptado do *Robot Structural Analysis*

